Préparé pour le
Centre de développement des Transports.

Préparé par:
Marc-Antoine Laforte, ing.

CRCAC INC.

CENTRE DE RECHERCHE ET DE CONTRÔLE APPLIQUÉ À LA CONSTRUCTION

COMPORTEMENT DE SECTIONS D'ESSAIS DE CHAUSSÉES DE PAVÉS DES TERMINAUX TASK ET RACINE. PORT DE MONTRÉAL.

1984-1987

Décembre 1987

8681F

TP 8681F

COMPORTEMENT DE SECTIONS D'ESSAIS DE CHAUSSÉES DE PAVÉS DES TERMINAUX TASK ET RACINE

PORT DE MONTRÉAL

1974-1987

Préparé par: Marc-Antoine Laforte
Marc-Antoine Laforte, ing.

Centre de Recherche et de
Contrôle Appliqué à la
Construction (1986) Inc.

Décembre 1987

AVERTISSEMENT

Les opinions et les vues exprimées dans ce rapport sont celles du contractant et ne reflètent pas nécessairement celles du Centre de développement des transports, Transports Canada.

An English summary of this report is included immediately preceeding the table of contents.

Transports Canada / Transport Canada
Développement / Development

FORMULE DOCUMENTAIRE DU RAPPORT

1. Nº du rapport Transports Canada	2. Nº de l'étude — CDT	3. Nº de catalogue du destinataire
TP 8681F	6192 .	

4. Titre et sous-titre	5. Date du rapport
Comportement de sections d'essais de chaussées de pavés des terminaux Task et RAcine, Port de Montréal, 1984-1987.	1er décembre 1987
	6. Nº du rapport de l'organisme exécutant: 265

7. Auteur(s)	8. Nº de dossier Transports Canada
Marc-Antoine Laforte	D1465-346

9. Nom et adresse de l'organisme exécutant	10. Nº de dossier — ASC
Centre de Recherchet et de Contrôle Appliqué à la Construction (1986) Inc. 3800 est, boul. Crémazie Montréal, Québec H2A 1B8	11. Nº de contrat — ASC ou Transports Canada

12. Nom et adresse de l'organisme parrain	13. Genre de rapport et période visée
Centre de développement des transports (CDT) 200 ouest, boul. Dorchester Suite 601, tour ouest Montréal (Québec) H2Z 1X4	Final
	14. Code de l'organisme parrain

15. Remarques additionnelles	16. Agent de projet — CDT
	Douglas Whitehead

17. Résumé

Quatre sections d'essais furent construites au Port de Montréal dans le but de vérifier le comportement à court et à moyen terme de chaussées conçues avec des pavés de béton sous des charges typiques de terminaux à conteneurs. Trois de ces planches étaient revêtues de pavés, mais de fondations différentes, tandis que la quatrième, de conception traditionnelle de type souple, servait de témoin. Le document fait un rappel de la conception des chaussées de pavés en zones portuaires, c'est-à-dire soumises à des charges importantes.

Les chaussées furent construites en 1982 et le suivi du comportement fut effectué jusqu'en 1987. Par comportement, il faut entendre la résistance mesurée au déflectomètre Dynaflect et à la poutre Benkelman, traduite en termes de module, puis l'état des pavés ou dégradations représenté par l'orniérage et la qualité des pavés furent pris en compte. Enfin, l'influence de l'environnement comme le drainage et le gel a été considérée.

Comme conclusions générales, il se dégage 1) que la chaussée de pavés sur base rigide se comporte comme une chaussée rigide améliorée; 2) Que les chaussées de pavés sur base granulaire offrent une meilleure répartition des charges que la chaussée souple témoin; 3) Que le déflectomètre DYnaflect, à cause du poinçonnement de la charge, ne donne pas de résultats véritables de la portance de chaussées de pavés sur base granulaire; 4) Que pour les chaussées de pavés sur base granulaire, les capacités structurales sont plus élevées au printemps qu'à l'automne, en raison de l'absorption de l'eau par la surface perméable; 5) Que la qualité des pavés est importante: la résistance doit être supérieure à 40 MPa si la chaussée est soumise à des charges très lourdes; et enfin 6), que la pénétration du gel et les problèmes de glaçage sont plus importants dans les chaussées de pavés que dans les chaussées noires.

18. Mots-clés	19. Diffusion
Pavés, chaussée, conception, zone portuaire, comportement, environnement, portance.	Le Centre de développement des Transports dispose d'un nombre limité d'exemplaires.

20. Classification de sécurité (de ce rapport)	21. Classification de sécurité (de cette page)	22. Nombre de pages	23. Prix
non classifié	non classifiée	85	

CDT/TDC 79-005
Rev 86

Canada

Transport Canada / Transports Canada

Development / Développement

REPORT DOCUMENTATION FORM

1. Transport Canada Report No.	2. TDC Project No.	3. Recipient's Catalogue No.
TP 8681F	6192	

4. Title and Subtitle	5. Report Date
Comportement de sections d'essais de chaussés de pavés des terminaux Task et Racine, Port de Montréal, 1984-1987.	December 1st, 1987
	6. Performing Organization Report No. 265

7. Author(s)	8. Transport Canada File No.
Marc-Antoine Laforte	D1465-346

9. Performing Organization Name and Address	10. DSS File No.
Centre de Recherche et de Contrôle Appliqué à la Construction (1986) Inc. 3800 Crémazie Blvd East Montreal (Quebec) H2A 1"8	11. DSS or Transport Canada Contract No.

12. Sponsoring Agency Name and Address	13. Type of Report and Period Covered
Transportation Development Centre (TDC) 200 Dorchester Blvd West, Suite 601, West Tower Montreal (Quebec) H2Z 1X4	Final
	14. Sponsoring Agency Code

15. Supplementary Notes	16. TDC Project Officer
	Douglas Whitehead

17. Abstract

Four test sections were built in the Port of Montreal with the objective of verifying the short and medium term performance of a pavement designed with concrete paving blocks submitted to typical heavy loads of container terminals. Three of these sections were paved with blocks with different bases, while the fourth one presented a traditional flexible design and acted as witness. First, the document recalls briefly the design of concrete block pavement in marine terminals, where loads are important.

The test sections were built in 1982 and a follow-up of the performance was made till 1987. The structural bearing capacity of the sections was measured with the Dynaflect and the Benkelman Beam and is given in term of dynamic modulus. The aspect of the surface was evaluated in term of rutting and block degradation. The influence of the environment, like the effects of drainage and of frost penetration were also considered.

From this study, the general conclusions are as follow: 1) Concrete block pavement on rigid base performs like and improved rigid pavement. 2) Concrete block pavement on granular base offers a better load distribution than the pilot flexible pavement. 3) The Dynaflect deflectometer, due to a punching phenomena, related to the small loads area, does not give representative results of the bearing capacity for pavement over granular base. 4) Concrete block pavement on granular base offers structural values higher in the spring than in the fall, to the penetration of water for the surface is not impervious. 5) The quality of the blocks is important: the concrete strength must be over 40 MPa, if the pavement will be submitted to heavy loads. 6) Frost penetration and associated icing problems are more important in concrete block pavement than in bituminous pavement.

18. Key Words	19. Distribution Statement
Paving blocks, pavement design, performance, environment, bearing capacity, marine terminals.	Limited number of copies are available from the Transportation Development Centre.

20. Security Classification (of this report)	21. Security Classification (of this page)	22. No. of Pages	23. Price
Unclassified	Unclassified	85	

TDC/CDT 79-005
Rev 86

Canada

SOMMAIRE

Quatre sections d'essais furent construites au Port de Montréal dans le but de vérifier le comportement à court et à moyen terme de chaussées conçues avec des pavés de béton sous des charges typiques de terminaux à conteneurs. Trois de ces planches étaient revêtues de pavés, mais de fondations différentes, tandis que la quatrième, de conception traditionnelle de type souple, servait de témoin. Le document fait un rappel de la conception des chaussées de pavés en zones portuaires, c'est-à-dire soumises à des charges importantes.

Les chaussées furent construites en 1982 et le suivi du comportement fut effectué jusqu'en 1987. Par comportement, il faut entendre la résistance mesurée au déflectomètre Dynaflect et à la poutre Benkelman, traduite en termes de module, puis l'état des pavés ou dégradations représenté par l'orniérage et la qualité des pavés furent pris en compte. Enfin, l'influence de l'environnement comme le drainage et le gel a été considérée.

Comme conclusions générales, il se dégage 1) que la chaussée de pavés sur base rigide se comporte comme une chaussée rigide améliorée; 2) Que les chaussées de pavés sur base granulaire offrent une meilleure répartition des charges que la chaussée souple témoin; 3) Que le déflectomètre Dynaflect, à cause du poinçonnement de la charge, ne donne pas de résultats véritables de la portance de chaussée de pavés sur base granulaire; 4) Que pour les chaussées de pavés sur base granulaire, les capacités structurales sont plus élevées au printemps qu'à l'automne, en raison de l'absorption de l'eau par la surface perméable; 5) Que la qualité des pavés est importante: la résistance doit être supérieure à 40 MPa si la chaussée est soumise à des charges très lourdes; et enfin 6), que la pénétration du gel et les problèmes de glaçage sont plus importants dans les chaussées de pavés que dans les chaussées noires.

SUMMARY

Four test sections were built in the Port of Montreal with the objective of verifying the short and medium term performance of a pavement designed with concrete paving blocks submitted to typical heavy loads of container terminals. Three of these sections were paved with blocks with different bases, while the fourth one presented a traditional flexible design and acted as witness. First, the document recalls briefly the design of concrete block pavement in marine terminals, where loads are important.

The test sections were built in 1982 and a follow-up of the performance was made till 1987. The structural bearing capacity of the sections was measured with the Dynaflect and the Benkelman Beam and is given in term of dynamic modulus. The aspect of the surface was evaluated in terms of rutting and block degradation. The influence of the environment, like the effects of drainage and of frost penetration were also considered.

From this study, the general conclusions are as follow: 1) Concrete block pavement on rigid base performs like an improved rigid pavement. 2) Concrete block pavement on granular base offers a better load distribution than the pilot flexible pavement. 3) The Dynaflect deflectometer, due to a punching phenomena, related to the small loads area, does not give representative results of the bearing capacity for pavement over granular base. 4) Concrete block pavement on granular base offers structural values higher in the spring than in the fall, to the penetration of water for the surface is not impervious. 5) The quality of the blocks is important: the concrete strength must be over 40 MPa, if the pavement will be submitted to heavy loads. Finally, 6) frost penetration and associated icing problems are more important in concrete block pavement than in bituminous pavement.

TABLE DES MATIÈRES

		Page:
1.	INTRODUCTION	1
2.	TRAVAUX RÉCENTS CONCERNANT LA CONCEPTION DES CHAUSSÉES DE PAVÉS À UTILISER POUR TERMINAUX DE CONTENEURS	2
	2.1 Rappel de base sur la conception des chaussées de pavés en zones portuaires	2
	2.2 Conception - généralités	3
	2.3 Conception - exigences pour les matériaux	3
	2.3.1 Pavés	3
	2.3.2 Sable	4
	2.3.3 Couche de base	4
	2.3.4 Sol en place	4
	2.4 Conception - approche structurale	5
	2.4.1 L'approche empirique	5
	2.4.2 L'approche mécanistique	5
	2.5 Analyse a posteriori de la conception des chaussées d'essais	7
3.	ANALYSE DU COMPORTEMENT ENTRE 1982 ET 1987	11
	3.1 Suivi du comportement environnemental	11
	3.2 Suivi du comportement structural	11
	3.3 Mesure actuelle de la performance	12
	3.4 Remarques sur l'utilisation des sections	13
4.	COMPORTEMENT STRUCTURAL DES SECTIONS D'ESSAIS	18
	4.1 Évolution du comportement structural sous la charge Dynaflect	19
	4.1.1 Évolution des sections de pavés sur base granulaire (sections A et B)	19
	4.1.2 Évolution des sections de pavés sur base rigide (ciment pack de 360 mm d'épaisseur)	21
	4.1.3 Évolution de la section témoin revêtue de béton bitumineux (section C)	22
	4.1.4 Discussions	23
	4.2 Comportement sous charge réelle	25
5.	ANALYSE DES DÉGRADATIONS, PRINTEMPS 1987	41
	5.1 État de la surface	41
	5.1.1 Terminal Racine	41
	5.1.2 Terminal Task	42
	5.1.3 Analyse de la qualité des pavés utilisés	43

Page:

5.2 Orniérage 44
5.2.1 Terminal Racine 44
5.2.2 Terminal Task 45
5.2.3 Autres déformations 45

6. COMPORTEMENT ENVIRONNEMENTAL 52

7. CONCLUSIONS 54

8. LEXIQUE 59

9. BIBLIOGRAPHIE 60

ANNEXE A: Caractéristiques des sections d'essais A-1

ANNEXE B: Relevés de niveau (2 figures) B-1

ANNEXE C: Résultats des essais de densité/ absorption (détails) C-1

ANNEXE D: Figure 15, Déformation et affaissement des sections d'essais mesurées lors d'une pluie
Figure 16, Zones humides, points bas D-1

LISTE DES TABLEAUX ET FIGURES Page:

Tableau 1:	Tableau d'équivalence	8
Tableau 2:	Analyse a posteriori de la charge maximale pouvant être supportée par les sections d'essai	15
Tableau 3:	Analyse des températures	16
Tableau 4:	Évolution des indices S1-80 (10^{-5} po)	28
Tableau 5:	Évolution des indices SP (%)	29
Tableau 6:	Évolution des rigidités relatives	30
Tableau 7:	Évolution du module du sol (Mpa)	31
Tableau 8:	Résultats des essais de déflexion et mesure du rayon de courbure	32
Tableau 9:	Caractéristiques comparées des résultats d'essai sur les bons et les mauvais pavés	46
Tableau 10:	Orniérage maximum au 23-4-87	47
Tableau 11:	Pénétration du gel (cm)	55
Figure 1:	Exemple de nomographie utilisée pour la conception de chaussées de pavés et coupes types des sections d'essai	9
Figure 2:	Structure et composition des chaussées d'essai	10
Figure 3:	Schéma d'utilisation des sections d'essai	17
Figure 4-1:	Caractéristiques géométriques de l'appareil Dynaflect	33
Figure 4-2:	Déflexions moyennes, mai 1984	34
Figure 5:	Déflexions moyennes, octobre 1984	35
Figure 6:	Déflexions moyennes, avril 1986	36

		Page:
Figure 7:	Déflexions moyennes, mai 1987	37
Figure 8:	Mesure du rayon de courbure sous charge réelle	38
Figure 9:	Influence de la surface chargée sur le coefficient structural des pavés	39
Figure 10:	Équivalent structural des pavés sur base flexible	40
Figure 11:	État de la surface (20-4-87) et pourcentage des pavés endommagés, terminal Racine	48
Figure 12:	État de la surface (20-4-87) et pourcentage des pavés endommagés, terminal Task	49
Figure 13:	Localisation des carottes, terminal Racine	50
Figure 14:	Localisation des carottes, terminal Task	51
Figure 15:	Déformation et affaissement des sections d'essais mesurées lors d'une pluie	D-2
Figure 16:	Zones humides, points bas	D-3

1. INTRODUCTION

En 1981, quatre sections d'essais furent construites au Port de Montréal, en collaboration avec Ports Canada et le Centre de développement des transports (CDT), pour vérifier le comportement à court ou moyen terme de chaussées construites en blocs de pavés sous des charges typiques de terminaux à conteneurs.

Trois sections furent construites au Terminal Racine, sous le passage de grues portiques. Deux de ces trois sections étaient revêtues de pavés (sections A-B et D-E), alors que la troisième, située entre les deux précédentes, était revêtue de béton bitumineux et servait de section témoin. Enfin, une quatrième section, revêtue de pavés, était construite au Terminal Task, près du quai de déchargement et sous le trajet d'une grue sur chenilles ayant un poids de 45 tonnes à vide.

Un premier rapport sur la construction et le comportement initial de ces sections d'essais a été présenté en 1984 (CRCAC Inc., juin 1984). En plus des discussions sur la construction et le suivi initial des sections d'essais, ce rapport faisait un rappel sur les modes de conception des chaussées de pavés pour usages général et portuaire et présentait un programme d'analyse économique comparative.

Le présent rapport fait suite au rapport de juin 1984. Il fait d'abord la synthèse des travaux récents concernant la conception des chaussées de pavés à utiliser pour terminaux de conteneurs. Ensuite, il rappelle la méthode de suivi et décrit le comportement des sections d'essais depuis novembre 1983, donnant enfin les conclusions pertinentes obtenues sur l'utilisation des pavés comme revêtements pour les chaussées des terminaux de conteneurs canadiens.

2. TRAVAUX RÉCENTS CONCERNANT LA CONCEPTION DES CHAUSSÉES DE PAVÉS À UTILISER POUR TERMINAUX DE CONTENEURS

2.1 Rappel de base sur la conception des chaussées de pavés en zones portuaires

Typiquement, une chaussée de pavés comprend:

a) Un revêtement de pavés, le plus souvent en béton de ciment ayant une résistance d'au moins 40 MPa, reposant sur un coussin de sable bien gradué. L'épaisseur du coussin varie normalement entre 30 ± 10 mm après le compactage.

b) Une fondation granulaire (couche de base et de fondation, selon le cas), permettant le transfert et l'atténuation des charges vers le sol en place.

En construction portuaire, les sols en place sont le plus souvent des sables et silts de dragage emprisonnés derrière des caissons servant de terminaux et de quais d'accostage aux navires. Ces sols sont souvent épais, peu compacts à l'origine (DR initial de 40 à 50%), mais souvent améliorés, comme c'est le cas au Port de Montréal, par consolidation dynamique (Ménard, 1965) ou par vibroflottation (lorsque la granularité des matériaux le permet).

Malgré cela, le sol de fondation peut être souvent de faible portance dynamique (CBR < 5) et sujet à des tassements importants (30 à 90 cm) à moyen ou long terme. La surface revêtue doit donc être assez souple pour pouvoir prendre des affaissements importants de grande longueur d'onde, tout en devant être assez rigide pour résister aux charges dynamiques et statiques des différents équipements de transbordement et de transport des conteneurs, dont les charges sur roues atteignent facilement plus de 30 tonnes.

De plus, à la différence des charges sur pistes d'aéroports, les chargement sont lents, les roues souvent beaucoup plus rigides (e.g. RO-RO) et les charges beaucoup plus concentrées (charges de conteneurs empilées atteignant 4 tonnes sur 225 cm^2, soit environ 2 MPa).

La nappe phréatique est rarement à plus de 4 à 6 mètres de profondeur. Son niveau est relié à celui du niveau du cours d'eau, hors de la zone revêtue, et il est en général de 0.5 à 1 mètre plus haut que celui-ci.

Enfin, les matériaux d'infrastructures sont généralement assez capillaires (fréquemment de classe SM-ML) et, de ce fait, sont gélifs et affectés par les venues d'eau, soit de la partie supérieure du pavage, soit de la nappe phréatique, à moins que des prévisions adéquates de drainage ne soient prises.

2.2 Conception - généralités

L'utilisation des pavés de béton de ciment comme revêtement des surfaces portuaires utilisées comme terminaux de conteneurs a débuté en Europe (Hollande, Allemagne) et semble à ce jour bien implantée.

Suite aux études et recherches effectuées en Angleterre (Knapton et al; 1979, 1980, 1984), en Australie (Shakel 1979, 1984, 1986) et en Afrique du Sud, entre autres, et publiées dans le cadre de deux conférences internationales (1979 et 1984) et dans de nombreux symposiums (1986), un concensus se dégage vis-à-vis les principes de base de la conception des terminaux à conteneurs, compte tenu des particularités de trafic, de chargement et de supports discutés ci-dessus.

Nous référons d'abord à notre rapport de juin 1984 pour les discussions préliminaires sur les méthodes présentées par Knapton et Barber (1982) et par Shakel (1979). Nous reprendrons seulement les principes tels que dégagés par Shakel (1986) et l'expérience visualisée par les rapports des conférences internationales ainsi que les revues spécialisées (e.g. Cargo Systems, Port International).

2.3 Conception - exigences pour les matériaux

2.3.1 Pavés

Des pavés de 80, 100 ou même 120 mm d'épaisseur sont recommandés, de façon à pouvoir offrir une répartition adéquate des charges et un meilleur support contre les efforts de renversement.

La résistance minimale du béton doit être supérieure à 45 MPa.

Dans le cas particulier de chargement avec véhicules à chenilles, on recommande l'utilisation de pavés dont la résistance en flexion est supérieure à 5 MPa et une perte à l'abrasion mesurée selon l'essai DIN-52101 inférieure à 2 mm (Ishai et Livneh, 1984).

La forme du pavé est importante. Les formes favorisant l'imbrication des pavés et une pose à motif en chevrons sont de loin les préférables.

2.3.2 Sable

Le sable de fixation sous le pavé doit être bien gradué, non plastique et propre (< 10% passant le tamis 80 μm).

Son épaisseur est critique pour réduire l'importance des déformations ultérieures de la surface car une partie importante de la déformation mesurée en surface vient de la déformation du sable de fixation. Ainsi, l'épaisseur après compactage ne doit jamais être supérieure à 30 mm.

2.3.3 Couche de base

Un consensus semble se faire vers l'utilisation de couches de matériaux traités au ciment ou une base de béton maigre. Structuralement, ce type de matériau est de meilleure qualité et il permet l'utilisation après stabilisation de matériaux déjà en place facilement disponibles.

Un très bon contrôle est cependant nécessaire à la mise en oeuvre et il est fortement recommandé que le traitement du matériau se fasse en usine ou en chantier si les équipements appropriés sont utilisés (e.g. centrale de traitement mobile).

Si un matériau concassé est utilisé, ce matériau devrait avoir une portance CBR minimale de 50% en chantier (la valeur en laboratoire doit être supérieure à 150% pour que cette exigence soit satisfaite en chantier, si le matériau est peu ou non plastique).

Un granulat concassé à granulométrie optimale de calibre 0-20 ou 0-60 est recommandé. Une étude anglaise à aussi montré que le matériau doit avoir une résistance au cisaillement d'au moins 40 kN/m^2, lorsque soumis à un essai de cisaillement direct normalisé (boîte carrée de 300 X 300 mm, charge axiale de 10 kPa, essai à Wopt, Wopt + 5% et Wopt + 10%) (Knapton, 1984).

2.3.4 Sol en place

Le sol en place est normalement caractérisé par la valeur de sa portance CBR en place.

On recommande le traitement (à la chaux ou au ciment) des sols de CBR inférieurs à 4 - 5%.

La valeur CBR en place qui doit être prise en compte est celle mesurée dans les conditions les plus défavorables, compte tenu de la nature du sol et de la distance de la nappe phréatique.

En zone de gel avec une couverture de matériau granulaire inférieure à 0.7 Hgel, l'utilisation du CBR mesuré après 4 jours de saturation est recommandé.

2.4 Conception - approche structurale

Deux approches sont utilisées: l'approche empirique et l'approche mécanistique.

2.4.1 Approche empirique

Cette approche utilise les méthodes de conception développées dans le cadre de l'étude des chaussées souples ou rigides, utilisant simplement une équivalence nouvelle pour le revêtement dur (i.e. bloc de 80, 100, ou 120 mm et couche de sable de 30 mm).

Les principaux facteurs d'équivalence utilisés (1986) dans divers pays sont donnés au tableau 1.

La chaussée est alors conçue selon les diverses méthodes (Asphalt Institute, 1981; AASHO, 1986; Shell, 1977, U.S.A. Corps of Engineers, 1984; PCA, 1981) par un calcul en équivalent granulaire ou en équivalent béton (bitumineux, de ciment) et la coupe type est optimisée par une analyse économique en utilisant un coefficient d'équivalence structurale pour chacun des matériaux disponibles, incluant les pavés et le sable de fixation.

Cette approche a été utilisée avec beaucoup de succès à différents endroits (e.g. Ishai et Livneh, 1984; Knapton et Simons, 1984; Rollings, 1984) et des chartes de conception (Shakel, 1984; voir figure 1) ont été conçues en utilisant cette approche.

2.4.2 Approche mécanistique

Cette approche modelise les contraintes et le déplacement appliqués dans le milieu par les charges de surface. L'appro-

che utilise la théorie élastique multicouche et des solutions numériques ou analytiques des équations d'équilibre et de compatibilité.

Certains auteurs ont également présenté des modelisations par éléments finis (Kellersman et al, 1984) alors que les joints interblocs et l'effet du sable de fixation sont remplacés par des coefficients de rigidité relative.

Ces approches demandent l'évaluation des caractéristiques de rigidité relatives de chacune des couches, qui sont évaluées soit par les relations empiriques connues (Shell, 1977) ou par essais in situ utilisant les appareils Dynaflect ou de type Défloctomètre à boulet ou "Falling Weight Deflectometer"). L'analyse des résultats de ces appareils (qui mesurent une déflexion plutôt qu'un module) est encore soumise à quelques limitations, car elle utilise elle-même des modèles élastiques bi ou multicouches (e.g. ELMOD ou SPREAD1 pour l'analyse Dynaflect).

Bien que plusieurs de ces modèles mécanistiques de design soient plus des outils de recherche que des méthodes de design, les résultats d'analyse ont été transformés en méthodes de design et simplifiées sous forme de chartes de conception.

Les principales limitations actuelles sont le choix des critères de rupture qui sont souvent empruntées aux méthodes classiques (chaussées souples ou rigides) de conception.

Dans les cas les plus courants, ces critères sont:

Pour les chaussées sur fondation non liée:

- une profondeur limite d'orniérage (< 5 mm dans le cas des chaussées industrielles ou à trafic lourd).

- une contrainte limite sur le sol de fondation.

Pour les chaussées sur fondation liée:

- une contrainte limite en flexion à la base de la couche liée.

- une contrainte limite sur le sol de fondation.

2.5 Analyse a posteriori de la conception des chaussées d'essais

La conception des chaussées d'essais (Keyser et McComb, 1984) avait été faite en utilisant les méthodes suivantes:

-PCA (1975): Pour la chaussée de blocs sur base de béton (section D-E).

-U.S. Corps of Engineers:
Pour les chaussées de blocs sur base granulaire (sections A et B, terminal Racine, terminal Task) et pour la section témoin.

Les coupes types résultantes, utilisant un sol CBR 2%, sont montrées à la figure 2. La charge maximale de conception était de 45 tonnes. La vérification de cette conception a été faite en utilisant les charges de conception présentées par Knapton (1984) et par Shakel (1986) pour les sections à revêtement de blocs.

Les caractéristiques suivantes ont été utilisées pour la vérification:

"Intrants":

CBR du sol = 2%.
Blocs de 80 ou 100 mm.
Coupe type actuelle des chaussées (figure 2).
Charge pneumatique $\leqslant$ 900 KPa.

"Extrants":

Charge de roue maximale pouvant être supportée par la chaussée (nombre de charges: 10^6 équivalent PAWL).

TABLEAU 1 - TABLEAU D'ÉQUIVALENCE

Pays, organisme ou auteur:	Equivalence (1) x:
Knapton, 1976	2.0
U.S. Corps of Engineers	2.1
Australie	1.3
Angleterre	2.0
Japon	1.63 (1.05 incluant sable)
Argentine	1.25
Ishai et Livneh, 1984	1.50 (1.20 incluant sable)
Par comparaison:	
Granulaire CBR > 80	0.5
Granulaire CBR > 20	0.37

Notes: (1) 1 cm de pavé = x cm de béton bitumineux.

L'épaisseur de pavé actuelle n'inclut pas l'épaisseur du sable de fixation (± 30 mm) dans le calcul de l'équivalence (sauf si indiqué entre parenthèses).

Figure 1.

Exemple de nomographie utilisé pour la conception de chaussées de pavés (Shakel, 1984).

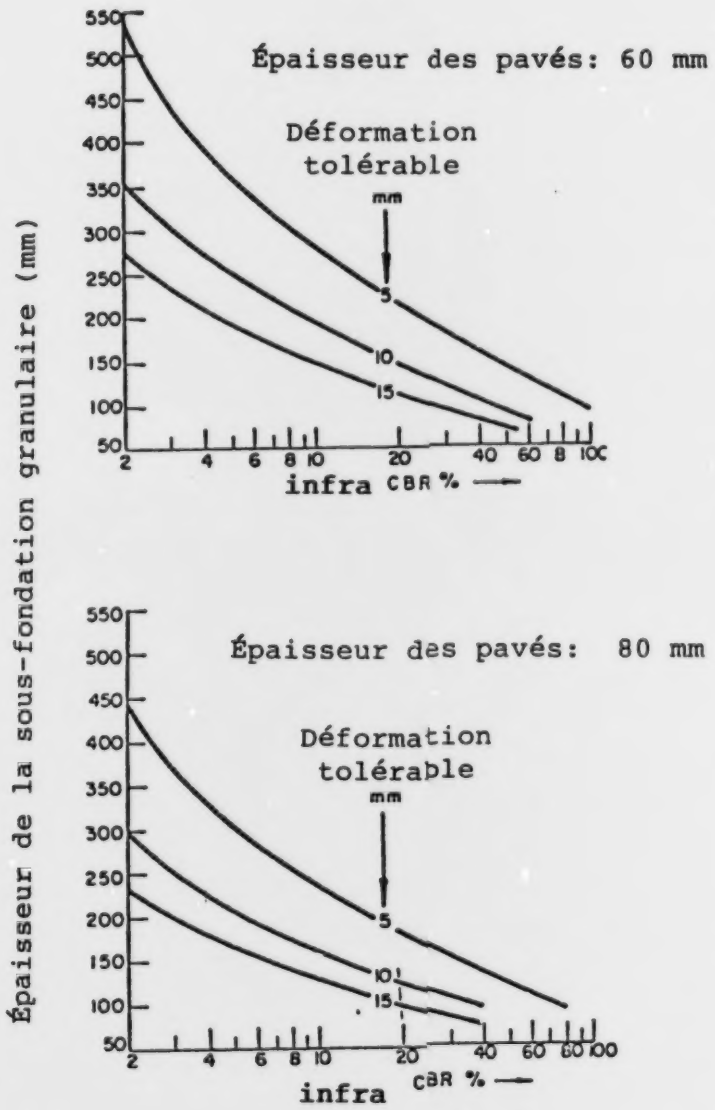
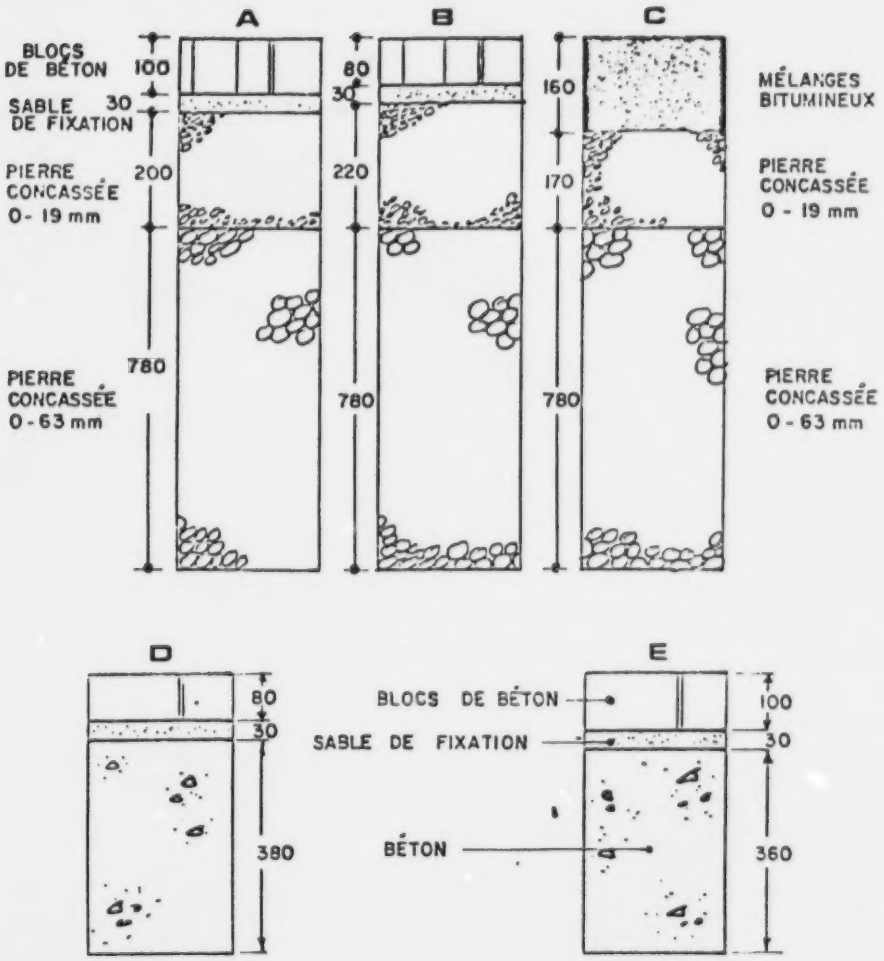


FIGURE 2.

STRUCTURE ET COMPOSITION DES CHAUSSÉES D'ESSAI.



3. ANALYSE DU COMPORTEMENT ENTRE 1982 ET 1987

Le suivi des sections d'essais entre leur construction en 1982 et 1987 a été fait selon le programme qui suit.

3.1 Suivi du comportement environnemental

1982 à 1984: Mesures occasionnelles des températures sous les sections A, C et D.

Mesures occasionnelles de l'humidité du sol sous les sections A, C et D.

Mesures occasionnelles (bi-mensuelle) de la profondeur de gel au cours des saisons hivernales.

Les mesures devaient être poursuivies entre 1984 et 1987. Cependant, les accès aux instruments ont été endommagés au cours de l'été 1984 et, de ce fait, l'instrumentation en place est devenue inutilisable.

Des données climatiques ont cependant été recueillies en parallèle et résumées au tableau 3, soient l'indice de gel saisonnier, la température minimale hivernale, ainsi que le nombre de cycles de gel-dégel de l'air.

3.2 Suivi du comportement structural

1982 à 1984: Mesures bi-annuelles (printemps et automne) des déflexions avec un appareil Dynaflect.

1984: Mesures des déflexions (été) sous charges dynamiques (Dynaflect) et sous vraies charges (Hyster avec une charge de 20 t), à l'aide d'une poutre Benkelman, avec mesure du rayon de courbure.

1985-1987: Mesure annuelle des déflexions avec l'appareil Dynaflect (1986 et 1987, printemps).

La théorie d'analyse des essais Dynaflect a été donnée pour un modèle bi-couche (Programme ELMOD) dans notre rapport de juin 1984.

L'analyse des données Benkelman et Dynaflect fut également complétée par l'utilisation des programmes CORREL1 et SPREAD1. Le programme CORREL1 (CRCAC Inc.) permet d'établir une corrélation entre les différentes déflexions mesurées aux senseurs S_1 à S_5 du Dynaflect. Des donneés de l'équation de corrélation obtenue, on peut calculer:

- Le module moyen du couple chaussée-sol sous le point de charge Dynaflect;
- Le rayon du bassin de courbure;
- La longueur de rigidité relative de la chaussée;
- Le module élastique du sol;
- Et, si l'épaisseur de la chaussées est connue, le rapport module de la chaussée/module du sol et, par calcul, le module de la chaussée.

Le programme SPREAD1 (Majizadeh et al, 1982; Vashwani, 1971), permet, si on connait l'épaisseur de la chaussée et l'indice d'étalement SP, de définir le rapport module de la chaussée/ module du sol.

$$SP = \left(\frac{S_1 + S_2 + S_3 + S_4 + S_5}{5\ S_1} \right) * 100$$

Il permet également de calculer, connaissant la déflexion maximale et l'indice SP, sous une charge Benkelman, le module du sol de support.

Le programme CORREL1 est plus approprié pour des chaussées souples, tandis que le SPREAD1 est utilisable sur des chaussées rigides ou souples.

Ces deux programmes ont été développés par CRCAC Inc. pour utiliser les données Dynaflect et Benkelman.

3.3 Mesure actuelle de la performance

1982-1984: Cette mesure a été faite par l'évaluation périodique de l'état de la chaussée (évaluation visuelle) et l'éxécution de nivellement de premier ordre.

Les divers relevés portaient sur:

- L'état visuel général des sections d'essais:

  Affaissement, fissuration et souplesse. Causes probables: blocs endommagés ou fissurés.

- L'état des pavés et des bordures:

  Chaque section était divisée en sous-section et le nombre de pavés endommagés ou détruits fut évalué par un relevé de détail (faible pourcentage) ou examen d'un échantillonnage statistiquement valable de sous-sections.

- L'état du niveau de la surface:

  Un relevé de nivellement de premier ordre fut fait, permettant de définir les zones affaissées et les zones d'ornières (sous le tracé des grues portiques).

  Après une période de pluie intense, un relevé des dépressions (surface et profondeur), ainsi que des directions d'écoulement préférentielles fût effectué.

3.4 Remarques sur l'utilisation des sections

Chaque section n'a pas été utilisée de la même manière et cela se reflète dans le comportement des sections.

Terminal Racine

Les types de sollicitation étaient variés car la section comprenait (voir figure 3):

a) Une zone d'entreposage de conteneurs (3 à 5): chocs résultants du dépôt des conteneurs sur la surface revêtue et charges statiques concentrées appliquées à moyen et long terme (1 à 5 jours).

b) Une bande de circulation d'une grue portique type Letroporteur: charge concentrée à action lente variant entre 15 et 20 T par roue, bande d'environ 1 m de largeur.

c) Une zone de circulation de camions et d'équipements de transport de conteneurs, avec répartiton plus ou moins au hasard des chargements (bande d'environ 8 à 10 m de largeur).

Terminal Task

La section fut surtout sollicitée par la circulation d'une grue sur chenilles d'un poids minimum de 45 T et d'équipements divers de transbordement et de transport de conteneurs (RO-RO, chargeurs Hyster sur pneumatiques, camions-remorques).

TABLEAU 2

Analyse a posteriori de la charge maximale pouvant être supportée par les sections d'essais (1), (2).

Section de blocs:	Charge (3) maximale:
-Sur base granulaire:	
Section A, bloc 100 mm	38
Section B, bloc 80 mm	37
Task, bloc 100 mm	35
-Sur base rigide:	
Section D, bloc 80 mm	36
Section E, bloc 100 mm	40
-Section témoin:	
Section C, 150 cm béton bitumineux	38

(1): Conception originale selon U.S.C.E. (sections A, B, C et Task) et selon P.C.A. (sections D et E).

(2): Vérification selon Knapton (1984) et Shakel (1984) pour chaussées de pavés.

(3): Charge maximale sur une roue, tonnes, pression pneumatique de 0.7 MPa.

TABLEAU 3

ANALYSE DES TEMPÉRATURES.

Port de Montréal, sections d'essais.

Année:	T° min.:	IG:	ΔN:	G/D:
1982 - 1983	-24.7	503.1	(-1.8 σ)	
1983 - 1984	-27.0	931.6	(+0.5 σ)	
1984 - 1985	-26.6	793.7	(-0.25 σ)	
1985 - 1986	-26.6	914.9	(-0.4 σ)	
1986 - 1987				

T° min.: Température minimale de l'air.

IG: Indice de gel.

ΔN: Variation par rapport à la normale (Montréal-Dorval 20 ans) en relation avec l'écart-type σ.

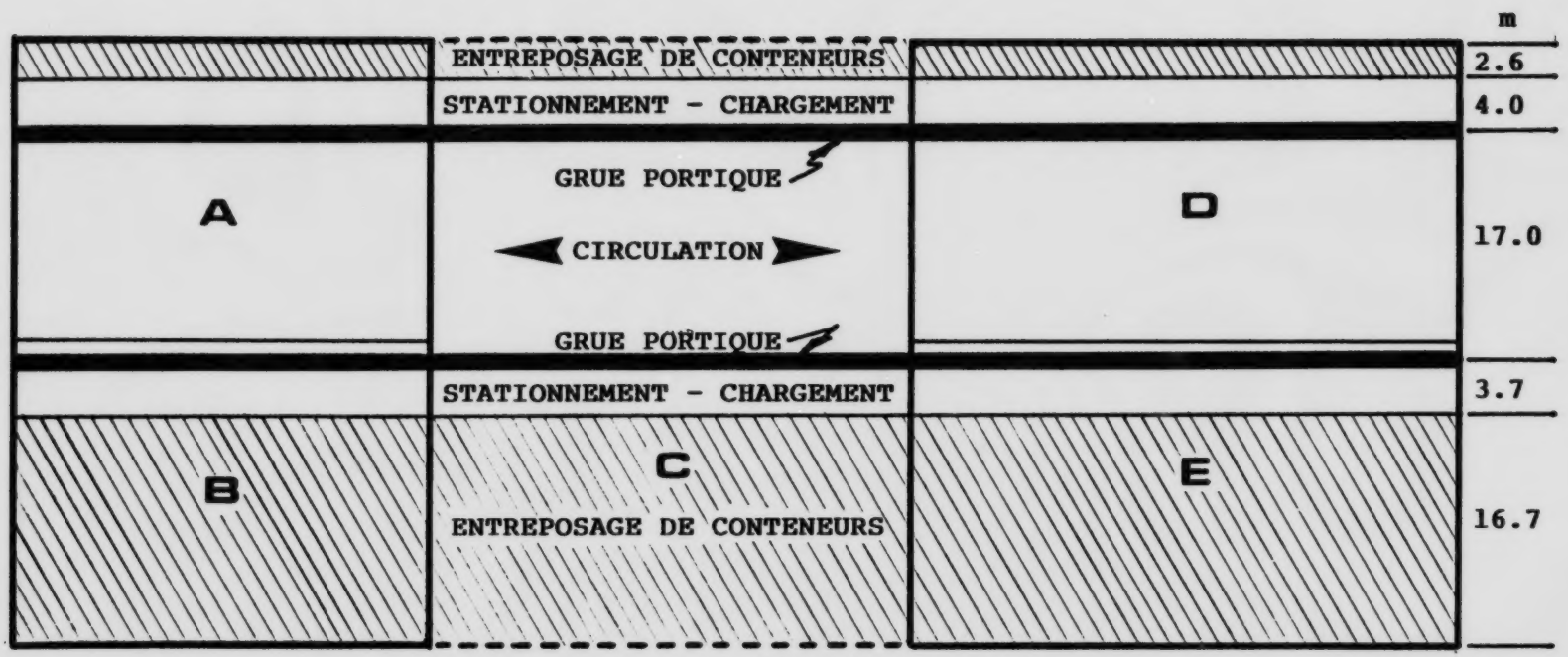
G/D: Nombre de cycles gel-dégel enregistrés.

Port de Montréal

Terminal Racine

SCHÉMA D'UTILISATION DES SECTIONS D'ESSAI.

FIGURE 3.



4. COMPORTEMENT STRUCTURAL DES SECTIONS D'ESSAIS

Le comportement structural peut être décrit soit:

A) A partir des indices de portance suivants, évalués avec l'appareil Dynaflect (charge de 4.4 kN, 8 Hz):

1) Déflexion maximale au capteur S_1 (D1-80);

2) Indice d'étalement des déflexions sous l'ensemble des capteurs S_1 à S_5.

$$SP = \frac{(S_1 + S_2 + S_3 + S_4 + S_5) * 100}{5\ S_1}$$

3) Du rapport module de la chaussée/module du sol (n), indication de la portance relative de la chaussée par rapport au sol. Si le rapport est plus grand que 1, la chaussée à une meilleure capacité structurale que le sol et la distribution des charges est grande. Si le rapport est inférieur à 1, la chaussée à une portance moindre que celle du sol.

4) De l'indice de rigidité structurale (l) pouvant être défini par:
$l = 0.55\ n\ 1/3\ h$
avec:
n= rapport des modules $\left(\frac{E\ chaussée}{E\ sol}\right)$
h= épaisseur de la chaussée
Comme l'indice d'étalement SP, cet indice donne l'importance du rayon d'action de la charge (Rl), celui-ci pouvant être défini par (dalle mince rigide sur sol élastique):
$R = 3.9\ l.$
Un indice de rigidité faible indique un poinçonnement relatif de la charge et une concentration de contraintes en surface du pavage.

B) Par la mesure des déflexions et des rayons de courbure sous la charge réélle des véhicules lourds.
L'effet de répartition des charges par une chaussée de pavés n'est pas la même selon que la charge soit ponctuelle (i.e. comme la charge Dynaflect, alors que le point chargé peut n'affecter qu'un seul pavé) ou répartie sur plusieurs pavés. Il importait donc de vérifier les données Dynaflect par un chargement en vraie grandeur.

4.1 Évolution du comportement structural sous la charge Dynaflect

Les caractéristiques fondamentales de l'appareil Dynaflect ont été données dans notre rapport de 1984. Rappelons simplement que la charge distribuée sur deux roues rigides est ponctuelle (charge de 2.2 kN par roue, rayon de chargement de 3.2 cm, pression de 0.70 MPa); et que la déflexion est mesurée par cinq capteurs (géophones) distants respectivement de 25.4, 39.7, 66, 94.9 et 124.5 cm des points de charge (figure 4A).

Les tableaux 4 à 7 donnent la compilation des résultats des diverses mesures effectuées depuis 1982.

Le tableau 4 donne la déflexion mesurée au capteur situé à 25.4 cm des points de charge.

Le tableau 5 donne l'indice d'étalement des mesures, évaluées par l'équation suivante:

$$SP\% = \frac{S_1 + S_2 + S_3 + S_4 + S_5}{5\ S_1} * 100$$

Le tableau 6 donne la longueur de rigidité relative l, définie à partir des indices S_1, S_2 et SP%; selon la théorie de Hertz (Wiseman, 1974).

Le tableau 7 donne les valeurs calculées des modules du sol porteur (à 1 m de profondeur) établis par calcul à partir des déflexions et des programmes ELMOD et CORREL1.

Enfin, les figures 4 à 7 donnent l'allure des courbes moyennes de déflexions entre 1984 et 1987.

Dans chaque cas, les tableaux donnent pour chaque section d'essai les valeurs moyennes ainsi que leur écart-type pour chacun des paramètres mesurés ou calculés.

Une analyse statistique (t-test) permet ensuite de vérifier l'évolution dans le temps des paramètres particuliers en admettant qu'un changement statistiquement significatif du paramètre étudié signifie un changement réel du comportement.

4.1.1 Évolution des sections de pavés sur bases granulaires (sections A et B)

Le comportement de la section A (pavés de 100 mm) n'est pas significativement différent de celui de la section B. Nous traiterons donc les deux sections ensembles.

A) Indices S1-80

Entre 1982 et 1987, l'indice S1-80 a varié entre 53.2 (10^{-5} po) et 96.2, avec des maxima en octobre et des minima en avril-mai.

Les valeurs maximales observées en automne sont de 140 à 160% plus élevées que celles observées au printemps.

Dans tous les cas, les coefficients de variation sont faibles (moins de 20%) et, pour une période donnée, on n'observe pas de variation significative de l'indice dans le temps.

B) Indices SP

L'indice d'étalement SP (%) a varié entre 28% et 47% en moyenne, au cours de la période d'observation. La valeur moyenne minimale fut mesurée sur la section A en avril 1986, alors que les valeurs maximales furent mesurées en mai 1984.

Les coefficients de variation sont faibles (moins de 10%) et on n'observe pas de tendance nette à une variation annuelle ou saisonnière de l'indice.

Notons cependant que pour l'épaisseur de chaussée considérée, un indice inférieur à 50% indique normalement un rapport de module $\left(\frac{E\ chaussée}{E\ sol}\right)$ inférieur à 1.

C) Longueur de rigidité relative 1

On n'observe pas de variation significative de cet indice au cours de la période d'observation. La longueur de rigidité relative varie donc entre 20 et 26 cm, indiquant un rayon d'action des charges variant entre 80 et 100 cm.

Les valeurs minimales moyennes sont normalement mesurées en octobre alors que les valeurs maximales sont notées au printemps. Le rapport printemps-automne est d'environ 1.2.

D) Module du sol

Au cours de la période d'observation, le module du sol variait entre 107 et 175 MPa, avec un coefficient d'environ 15%. On note une variation significative de la valeur de ce module entre l'automne (où il est minimum) et le printemps (où il est maximum). Le rapport E printemps/E automne varie entre 1.4 et 1.5: cela correspond au rapport entre les déflexions de la chaussée mesurées aux mêmes périodes.

4.1.2 Évolution des sections de pavés sur base rigide (ciment "pack" de 360 mm d'épaisseur)

Comme pour les sections sur base granulaire, le comportement de la section D (pavés de 80 mm d'épaisseur) n'est pas significativement différent de celui de la section E (pavés de 100 mm d'épaisseur) et le comportement des deux sections est discuté ensemble.

A) Indice S1-80

Les valeurs mesurées sont faibles et typiques des chaussées rigides. Leurs moyennes ont varié entre 10 et 20 (10^{-5} po) au cours de la période d'observation, avec un coefficient de variation allant jusqu'à 30%.

Comme pour les sections A et B, les déflexions maximales sont normalement mesurées en octobre alors que les déflexions minimales sont mesurées au printemps. Le rapport automne-printemps varie entre 1.2 et 1.4 et il est donc légèrement inférieur à celui obtenu pour les sections sur base granulaire.

B) Indice SP%

Les indices d'étalement SP (%) ont varié entre 63 et 92%, avec un coefficient de variation maximum d'environ 20%. Pour la section D (pavés de 80 mm), on note une baisse significative dans l'indice moyen depuis 1986. Par ailleurs, la baisse est moins significative pour la section E (pavés de 100 mm). L'indice moyen minimum est donc passé de 76 a 63%, ce qui indique une baisse du rapport $\left(\frac{\text{E chaussée}}{\text{E sol}}\right)$, celui-ci passant de 10 à 4 environ.

Avant ce changement important de l'indice survenu en 1986, on n'avait pas noté de tendance permanente vers une variation saisonnière ou annuelle de l'indice, entre 1982 et 1986.

C) Longueur de rigidité relative 1

La longueur de rigidité relative (1) a varié en moyenne entre 45 et 85 cm entre 1982 et 1984, mais depuis les mesures effectuées en avril 1986, on note une baisse marquée de l'indice pour la chaussée D, alors que l'indice moyen varie entre 35 et 38 cm.

Bien qu'une baisse de l'indice soit aussi notée pour la section E, la baisse est moins significative, car associée à un coefficient de variation très élevé (supérieur à 60%).

Comme avec l'indice SP, on ne note aucune tendance significative vers une variation saisonnière de l'indice entre 1982 et 1986.

Les variations des indices "SP" et "1" indiquent une dégradation de la capacité structurale de la chaussée depuis 1986.

Malgré cela, le comportement d'ensembles est encore très acceptable, avec un rapport $\left(\frac{E\ chaussée}{E\ sol}\right)$ supérieur à 5 en moyenne et un rayon de répartition des charges supérieur à 135 cm. La chaussée se comporte toujours comme une chaussée rigide, avec des déflexions maximales très faibles (max. 20 X 10^{-5} min.).

D) Module du sol

Les modules du sol d'infrastructures des sections d'essais varient entre 83.5 MPa et 290 MPa, avec des valeurs maximales généralement notées au printemps.

A l'exception des mesures prises en 1987, les modules calculés sous ces sections sont légèrement inférieurs à ceux mesurés pour les autres sections.

Les déflexions beaucoup plus faibles mesurées en surface indiquent donc le meilleur pouvoir de répartition des charges de la dalle rigide utilisée comme base.

4.1.3 Évolution de la section témoin revêtue de béton bitumineux (section C)

A) Indice S1-80

L'indice S1-80 de la section C a débuté avec un maximum moyen de 43.2 (10^{-5} po) en juin 1982 pour se stabiliser entre 25 et 40 (10^{-5} po) entre 1983 et 1987.

Comme pour les chaussées revêtues de pavés, le coefficient de variation est faible (maximum de 15%) et les déflexions maximales furent mesurées en octobre. Le rapport octobre/printemps a ainsi varié entre 1.2 et 1.3. Il est donc voisin de celui mesuré pour les sections de pavés sur base rigide (sections D et E).

B) Indice d'étalement SP

Entre 1982 et 1987, l'indice d'étalement SP (%) a peu varié, se situant en moyenne entre 50 et 58%. Cet indice indique donc un rapport $\left(\frac{E\ chaussée}{E\ sol}\right)$ compris entre 1 et 3 en moyenne.

On note une variation saisonnière de l'indice mais la tendance est indéfinie, avec un maximum tantôt en octobre 1983, tantôt au printemps 1984.

C) Longueur de rigidité relative

Pour la période d'observation (1982-1987), la longueur de rigidité relative n'a pas changé de façon significative, variant entre 30 et 45 cm en moyenne (rayon de répartition entre 120 et 160 cm), avec un coefficient de variation maximum de 25%.

Cette valeur d'indice "1" est typique des chaussées revêtues de béton bitumineux qui se comportent comme des chaussées souples.

D) Module du sol

Au cours de la période 1982-1987, le module moyen du sol calculé sous la section C a varié entre 131 et 250 MPa, avec un coefficient de variation maximum de 15%. Il est maximum au printemps (entre 195 et 250 MPa) et minimum à l'automne (entre 130 et 170 MPa). Ce rapport E printemps/E automne varie entre 1.5 et 1.7, soit dans la même proportion que sous la chaussée de pavés sur granulats (1.4 à 1.6).

Cependant, la variation de la déflexion maximale de la chaussée varie autour de 1.2. Cette variation plus faible de la déflexion maximale indique le bon pouvoir de répartition des contraintes de la chaussée souple (section C).

4.1.4 Discussions

Au niveau du comportement structural tel que mesuré avec le Dynaflect, on note les comportements suivants:

- Les sections A et B, avec pavés sur base granulaire, montrent un comportement de chaussées souples structuralement faibles en surface, avec un poinçonnement relatif de la charge. Ces sections montrent ainsi les plus faibles indices structuraux (S1-80, SP et 1) et les plus forts rapports automne/printemps pour la déflexion mesurée.

- Les sections D et E, avec pavés sur base rigide, montrent un comportement de chaussées rigides. Il n'y a pas de poinçonnement de la charge. La répartition et l'étalement sont très bons, les déflexions maximales sont très faibles et les indices structuraux sont tous très forts.

- La section revêtue de béton bitumineux montre aussi une très bonne portance, avec une distribution de charges typique des chaussées souples. Relativement, les indices structuraux mesurés pour cette section témoin sont intermédiaires entre ceux des sections A-B (pavés sur granulaire) et ceux des sections C-D (pavés sur base rigide).

Dans l'ensemble, on observe une anomalie par rapport au comportement des chaussées normales.

En effet, les déflexions maximales pour toute les sections d'essais suivies sont mesurées en automne (octobre) avec un minima au printemps.

Normalement, l'inverse est généralement observé pour les chaussées, avec une déflexion maximale au printemps et minimale en automne.

Ce phénomène pourrait être relié au drainage que nous expliquons de la façon suivante:

Pour les sections revêtues de pavés soumises à une précipitation intense, le ruissellement est abondant et la quantité d'eau qui pénètre dans les joints des pavés est faible. Si les pluies sont abondantes mais de faible intensité, les quantités d'eau qui peuvent pénétrer la structure sont fortes et on peut démontrer que les faibles précipitations continues sont plus dommageables pour les chaussées fissurées que les précipitations intenses, car elles permettent une plus grande saturation du sol.

Les variations des modules des sols montrent cet effet relatif alors que les modules observés au printemps sont de 1.4 à 1.6 fois plus élevés que ceux notés en automne, ce qui indique que la saturation relative du sol est vraisemblablement plus élevée en automne.

Dans le cas des chaussées de pavés, les affaissements notés près des bordures de soutien sont, en période de pluie, autant de sources d'eau qui à moyen terme peuvent pénétrer dans la fondation et diminuer la portance.

Dans le cas de la chaussée revêtue, les nombreuses fissures près des bordures des chaussées de pavés et au centre de la section (légèrement affaissées) favorisent aussi une pénétration de l'eau dans la partie supérieure de la base et son affaiblissement local.

Dans les chaussées de pavés sur base rigide, seule la couche de sable sous le pavé peut devenir saturée. Cependant, la structure du sable utilisé (grande perméabilité sans plasticité) ne permet pas les phénomènes de pompage car sa perméabilité est grande. La dalle rigide, fissurée ou non, est peu sensible à une saturation. Les effets de la saturation de la chaussée sont donc moins importants sur ce type de base.

Le meilleur comportement structural est donc celui des sections de chaussées de pavés sur base rigide. Cela a également été vérifié, en rapport avec les dégradations et l'orniérage, ce dont nous discutons à la section 5.0.

4.2 Comportement sous charge réelle

Le comportement a été mesuré à l'aide de mesure de déflexion sous un jumelage avec une charge de roue de 84 kN, en utilisant une poutre Benkelman.

Les déflexions maximales mesurées sous la charge (au centre du jumelage) ainsi qu'en divers points en s'éloignant de la zone chargée ont permis l'évaluation du rayon de courbure, de l'étalement des charges, ainsi que l'évaluation des modules de la chaussée et du sol.

Les mesures de déflexion maximale ont été effectuées en 1984, sur toutes les sections, alors que des mesures du rayon de courbure ont été faites sur les sections A (pavés de 100 mm sur granulats) et C (béton bitumineux sur granulats).

Les résultats d'essais sont donnés au tableau 8 et illustrés à la figure 8.

A) Déflexion maximale

Pour les chaussées sur base souple (granulat), les déflexions moyennes varient entre 1.32 (section C) et 1.37 mm (sections A et B). Comme sous la charge Dynaflect, la section C montre une déflexion inférieure à celle des sections de pavés. Cependant, la différence notée n'est pas significative.

Les sections de pavés sur base rigide (sections D et E) montrent une très faible déflexion (respectivement DM = 0.24 et 0.25 mm), caractéristique d'une chaussée rigide.

B) Capacité structurale

Les essais comparatifs effectués sur les chaussées A et C montrent qu'à la différence des mesures Dynaflect, la capacité structurale (définie par l'indice d'étalement SP et le rayon de courbure R) de la chaussée de pavés sur granulats est meilleure. Son pouvoir de répartition des charges est plus fort que la chaussée souple (section C). Bien que le module du sol soit inférieur et, de ce fait, la déflexion maximale sous la charge soit supérieure, l'indice d'étalement est légèrement supérieur (51% vs 45.6%) et le rayon de courbure sous la charge est environ 1.5 fois celui mesuré sous la section C.

Une explication pourrait être que la superficie chargée joue un rôle important dans le comportement sous charge de la section de pavés:

- sous la charge Dynaflect, laquelle est une charge ponctuelle (rayon de chargement de 3.2 cm), on note un effect de poinçonnement car un seul pavé est affecté par la surface chargée;

- sous une charge réelle, où les rayons de chargement varient entre 16 et 25 cm, plusieurs pavés sont affectés par la charge et le pouvoir de répartition de la chaussée augmente.

Cet effet est moins évident pour une chaussée souple alors que le revêtement est continu et que les efforts de répartition des contraintes ne sont pas liés à une rigidité de joints comme c'est le cas pour les pavés.

Cet effet est particulièrement important dans le cas des pavés sur une base granulaire (sections A ou B): il est moins important dans le cas d'une chaussée de pavés sur base rigide car dans ce cas, la répartition des charges se fait au travers de la base rigide et non pas par transfert interpavés.

Cette observation rejoint celle fait par Rollings (1984) à l'effet que la rigidité structurale des pavés augmente avec l'augmentation de la surface chargée.

En extrapolant le diagramme donné à la figure 9 (Rollings, 1984, p. 150), on note un équivalent structural (*) de 100 mm pour le bloc (sous un diamètre de charge équivalent à celui du Dynaflect) et un équivalent structural de 250 mm sous une charge de diamètre équivalent à celui du véhicule utilisé pour les mesures de déflexion en vraie grandeur. Ces dernières indiquent par ailleurs un équivalent structural voisin de 150 mm, si le critère choisi est la déflexion moyenne, alors que sous le chargement Dynaflect, un équivalent structural actuel (1) variant entre 60 et 90 mm est mesuré pour un pavé de 100 mm et entre 25 et 35 mm est mesuré pour le pavé de 80 mm.

Ces données illustrées à la figure 10, viennent préciser la courbe donnée par Rollings et permettent d'établir les relations d'équivalence entre les résultats structuraux calculés avec un chargement Dynaflect et ceux obtenus à partir d'essais en vraie grandeur.

*: Epaisseur de revêtement bitumineux correspondant à l'épaisseur combinée d'un bloc de 100 mm avec 30 mm de sable de fixation.

(1): Cet équivalent a été obtenu à partir du calcul de renforcment de la chaussée nécessaire pour les sections revêtues de pavés ou de béton bitumineux à partir des déflexions mesurées sous charge Dynaflect.

TABLEAU 4.

Évolution des indices S1-80 (10^{-5} po).

Section d'essais, Port de Montréal.

Terminal:	Section:	Type:	n:	1982 06	1983 07	1983 10	1984 5	1984 10	1986 4	1987 5
Racine	A	100/G(1)	20	65.2 / 8.6	54.3 / 5.2	77.6 / 9.0	51.2 / 4.9	81.8 / 13.1	60.0 / 6.9	53.2 / 6.0
	B	80/G	5	66.4 / 5.0	59.9 / 4.5	79.8 / 9.9	55.3 / 3.5	96.2 / 10.6	68.3 / 7.2	60.8 / 1.8
	D	80/B	28	15.2 / 4.1	10.4 / 2.6	13.9 / 2.7	14.7 / 4.2	17.6 / 6.2	14.1 / 4.7	11.4 / 3.4
	E	100/B	7	18.2 / 2.0	12.4 / 1.5	16.7 / 7.2	15.6	20.5 / 5.6	16.1 / 7.1	11.3 / 3.0
	C	150 BB/G	30	4.32 / 2.7	27.8 / 2.6	35.3 / 3.8	29.6 / 4.0	37.7 / 4.5	31.1 / 3.8	29.4 / 5.5
Task	-	100/G	20			45.3 / 10.7		57.92 / 12.47		

Notes: S1-80: Déflexion au senseur 1 du Dynaflect, corrigée pour la température, en 10^{-5} po.

65.2 / 8.6: Moyenne et écart type.

(1): 100/G: Épaisseur du bloc/mm. BB: béton bitumineux.
Type de base: G: granulaire, B: béton pack.

TABLEAU 5.

Évolution des indices SP (%).

Section d'essais, Port de Montréal.

Terminal:	Section:	Type:	n:	1982	1983		1984		1986	1987
				06	07	10	5	10	4	5
Racine	A	100/G	20	40.8 2.3	36.6 3.2	46.2 2.6	46.4 2.2	39.5 1.8	28.3 1.3	39.8 1.4
	B	80/G	5	39.4 1.9	35.2 3.8	41.6 2.5	44.6 1.8	37.5 2.0	35.5 0.4	37.8 0.9
	D	80/B	28	76.5 11.7	76.9 6.9	91.4 9.0	74.8 10.4	75.8 7.7	63.5 7.9	64.6 7.9
	E	100/B	7	76.7 7.7	73.7 12.5	87.8 7.0	76.0 11.5	78.6 6.6	67.4 11.7	72.1 7.1
	C	160 BB/G	30	50.6 1.9	53.1 1.6	57.3 2.9	57.2 3.0	54.8 2.4	50.5 1.9	45.06 2.8
Task	-	100/G	20							

Note: $SP = \frac{S_1 + S_2 + S_3 + S_4 + S_5}{5\ S_1}$ = indice d'étalement Dynaflect en %.

$\frac{40.8}{2.3}$ = moyenne/écart-type

TABLEAU 6.

Évolution des rigidités relatives (1).

Section d'essais, Port de Montréal.

Terminal:	Section:	Type:	n:	1982 06	1983 07	1983 10	1984 5	1984 10	1986 4	1987 5
Racine	A	100/G	20	20.6 / 1.2	23.6 / 1.8	20.5 / 0.8	26.1 / 2.0	21.8 / 0.8	23.1 / 1.0	23.9 / 2.3
	B	80/G	5	20.2 / 1.2	20.7 / 1.6	20.7 / 2.6	25.9 / 1.1	20.1 / 1.1	21.0 / 0.4	23.1 / 2.2
	D	80/B	28	43.86 / 20.8	84.6 / 39.3	78.2 / 37.5	45.2 / 28.8	64.5 / 24.6	35.8 / 18.3	37.8 / 24.2
	E	100/B	7	58.7 / 37.0	60.7 / 19.1	76.4 / 46.1	58.7 / 43.5	76.7 / 34.2	60.4 / 40.7	48.9 / 30.3
	C	160 BB/G	30	26.3 / 1.0	34.6 / 6.3	36.3 / 5.6	43.2 / 9.4	29.9 / 7.6	33.8 / 4.6	30.9 / 2.5
Task	-	100/G	20							

Notes: (1): Indice de rigidité relative "1" (cm).

$$1 = 3\sqrt{\frac{2E_1\ (1-V)}{E_2\ h^3}}$$

Avec E_1= module du pavage.
E_2= module de la chaussée.
h = épaisseur du pavage.

(2): $\frac{23.6}{1.8}$ = moyenne/écart-type.

TABLEAU 7.

Évolution du module du sol (MPa).

Section d'essais, Port de Montréal.

Terminal:	Section:	Type:	n:	1982	1983		1984		1986	1987
				06	07	10	5	10	4	5
Racine	A	100/G		168.3 18.6	174.8 16.7	126.9 14.8	161.4 15.7	107.5 15.2	152.1 17.9	153.2 17.3
	B	80/G		168.2 15.6	179.6 16.9	131.7 14.7	154.2 9.2	100.3 11.6	148.0 15.4	146.5 15.2
	D	80/B		135.2 13.5	94.5 12.7	119.3 14.2	149.6 15.5	112.4 11.4	141.4 41.7	291.7 89.1
	E	100/B		92.2 14.0	100.7 10.3	126.2 13.5	133.1 10.7	83.4 12.1	164.8 22.1	182.9 42.2
	C	160 BB/G		175.2 14.4	246.9 24.2	163.8 20.6	206.9 30.1	131.4 19.7	196.6 31.0	176.6 29.0
Task	-	100/G				204.1 35.4		220.0 39.3		

Notes: (1): Module moyen en MPa/écart-type.

(2): 100/G = pavés de 100 mm sur base granulaire.
100/B = pavés de 100 mm sur base de béton.
160 BR/G = revêtement bitumineux de 160 mm sur base granulaire.

TABLEAU 8

1) Essais de déflexions sous charge de 84 kN/roue.

P = 0.82 MPa.(1)

Section:	DÉFLEXION MAXIMALE (mm) moyenne:	écart-type:
A	1.37	(0.1)
B	1.37	(0.11)
D	0.24	(0.06)
E	0.25	(0.03)
C (témoin)	1.32	(0.12)

Note (1): Chargeur type Hyster avec un conteneur de 20 t, soit une charge axiale de 333.6 kN.

2) Mesure du rayon de courbure (juin 1984).

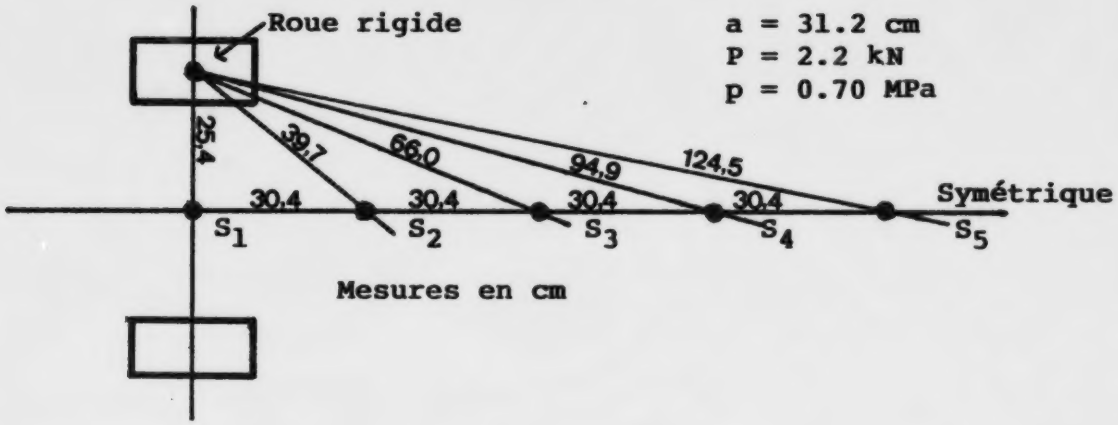
Section:	Déflexion maximale (mm):	SP %:	Rayon (m):	E sol:
A	1.52	51.1	65.8	172 Mpa
C	1.17	45.6	40.8	193 Mpa

Port de Montréal

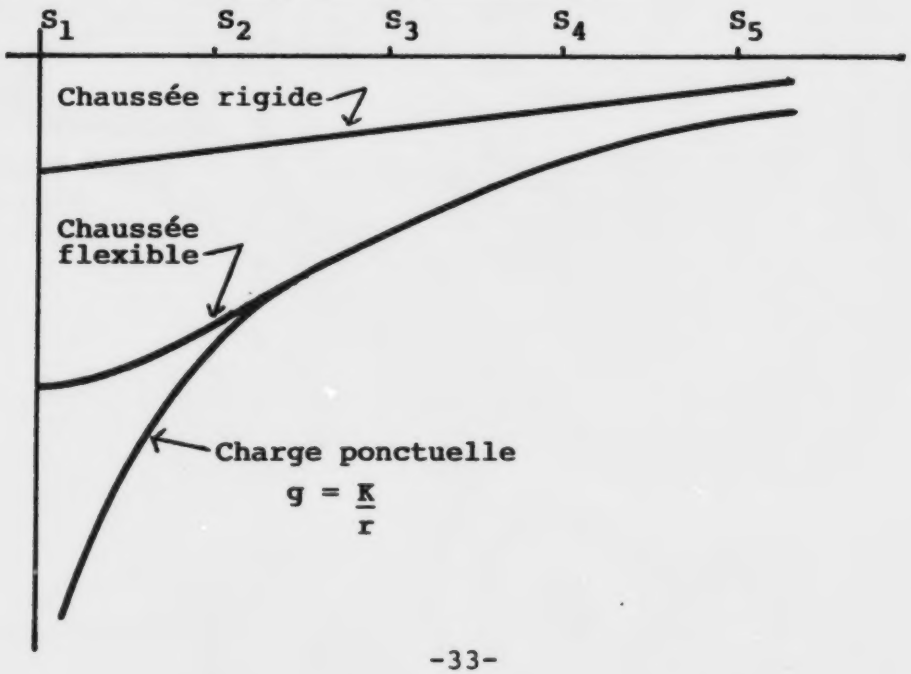
Terminal Racine

FIGURE 4-1

Géométrie du chargement Dynaflect.



Géométrie de la déflexion.

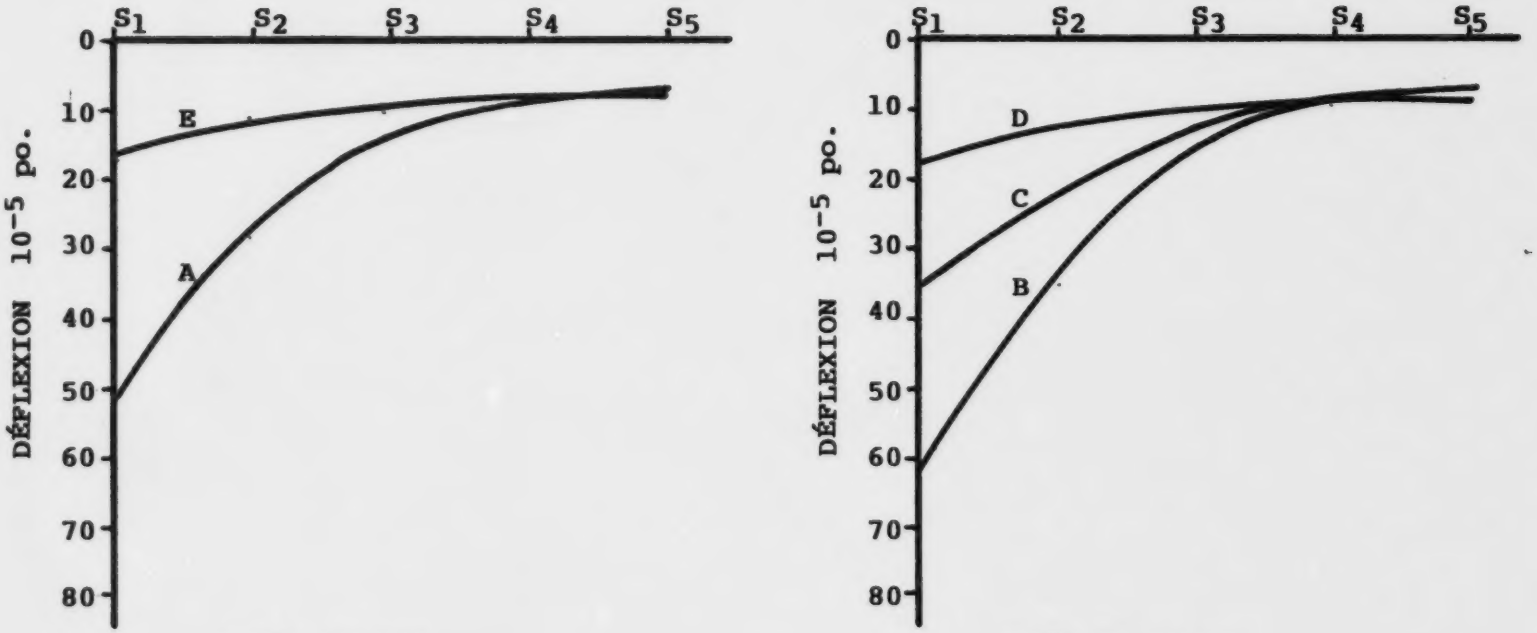


Port de Montréal.

Terminal Racine.

FIGURE 4-2

DÉFLEXIONS MOYENNES - MAI 1984.



PAVÉS DE 100 mm.

PAVÉS DE 80 mm.

A: BASE GRANULAIRE.

C: BÉTON BITUMINEUX SUR BASE GRANULAIRE.

E: BASE RIGIDE.

B: BASE GRANULAIRE.

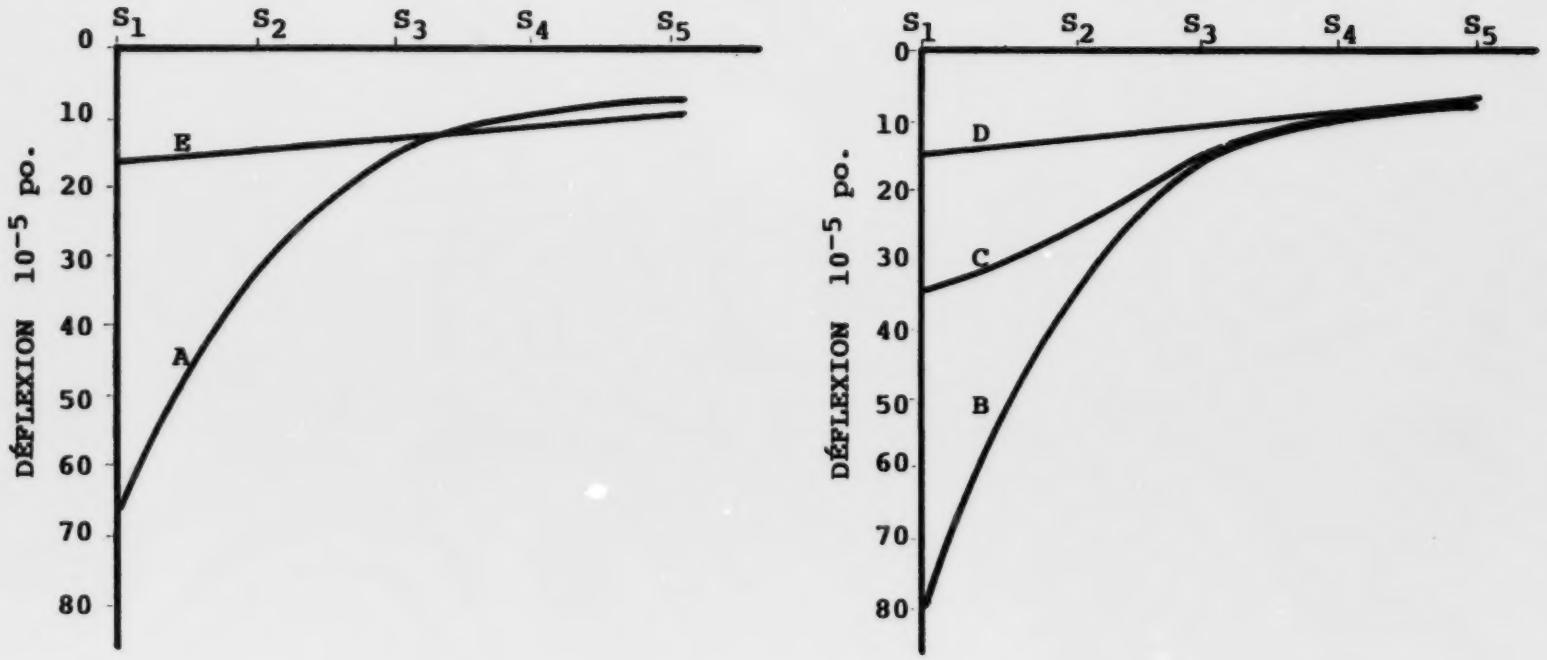
D: BASE RIGIDE.

Port de Montréal.

Terminal Racine.

FIGURE 5.

DÉFLEXIONS MOYENNES - OCTOBRE 1984.



PAVÉS DE 100 mm

PAVÉS DE 80 mm

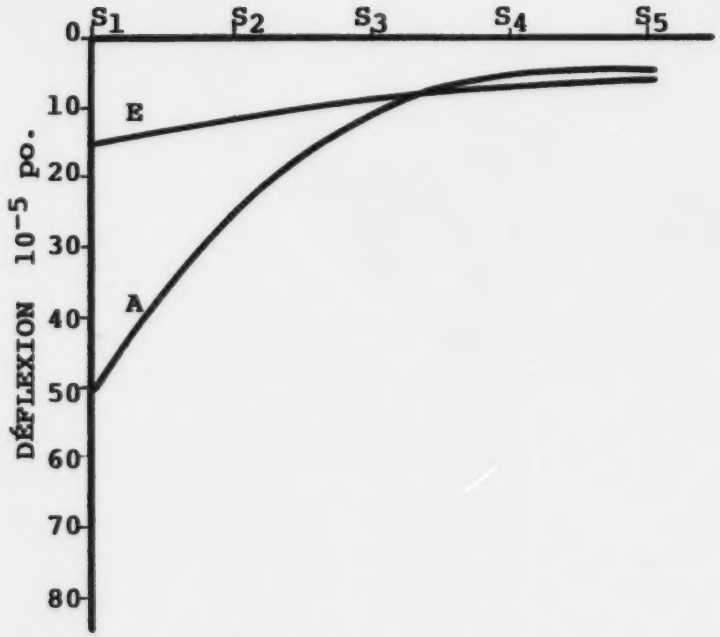
A: BASE GRANULAIRE
C: BÉTON BITUMINEUX SUR BASE GRANULAIRE.
E: BASE RIGIDE.

B: BASE GRANULAIRE
D: BASE RIGIDE.

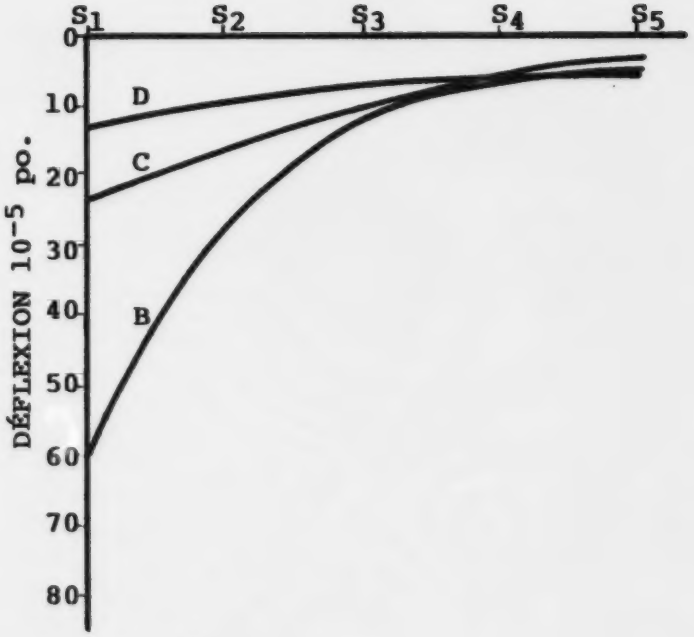
PORT DE MONTRÉAL.
Terminal Racine.

FIGURE 6.

DÉFLEXIONS MOYENNES - AVRIL 1986.



PAVÉS DE 100 mm



PAVÉS DE 80 mm

A: BASE GRANULAIRE.
C: BÉTON BITUMINEUX SUR BASE GRANULAIRE.
E: BASE RIGIDE.

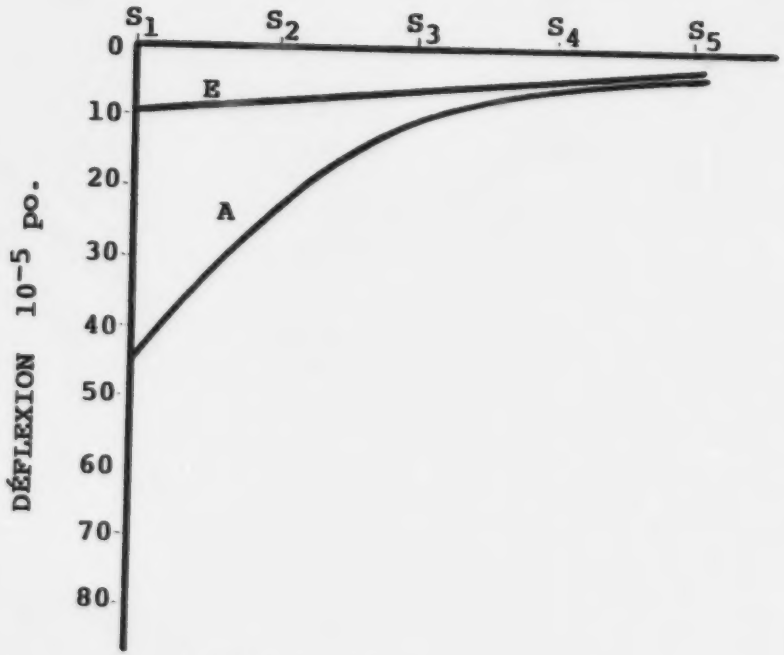
B: BASE GRANULAIRE.
D: BASE RIGIDE.

Port de Montréal.

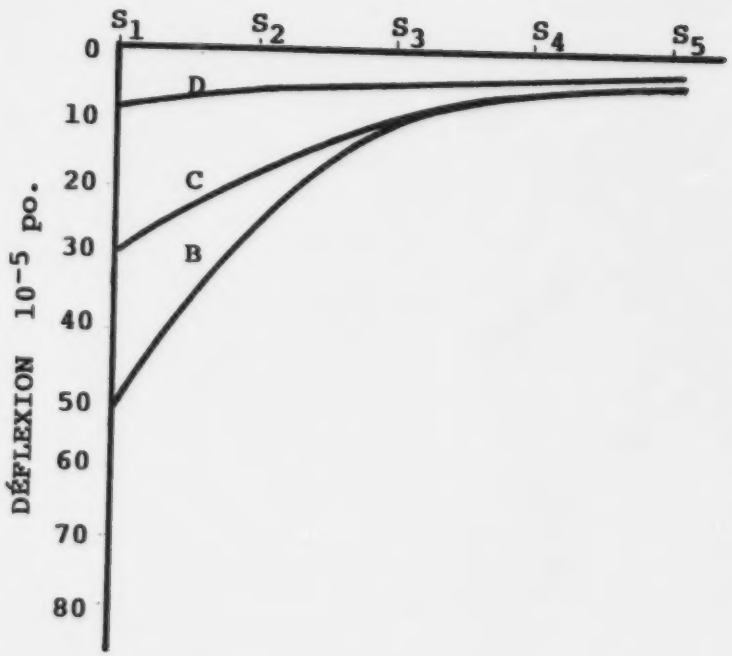
Terminal Racine.

FIGURE 7.

DÉFLEXIONS MOYENNES - MAI 1987.



PAVÉS DE 100 mm



PAVÉS DE 80 mm

A: BASE GRANULAIRE.
C: BÉTON BITUMINEUX SUR BASE GRANULAIRE.
E: BASE RIGIDE.

B: BASE GRANULAIRE.
D: BASE RIGIDE.

Port de Montréal

Terminal Racine

Figure 8.

Mesure du rayon de courbure sous chargement réel, section d'essai terminal Racine.

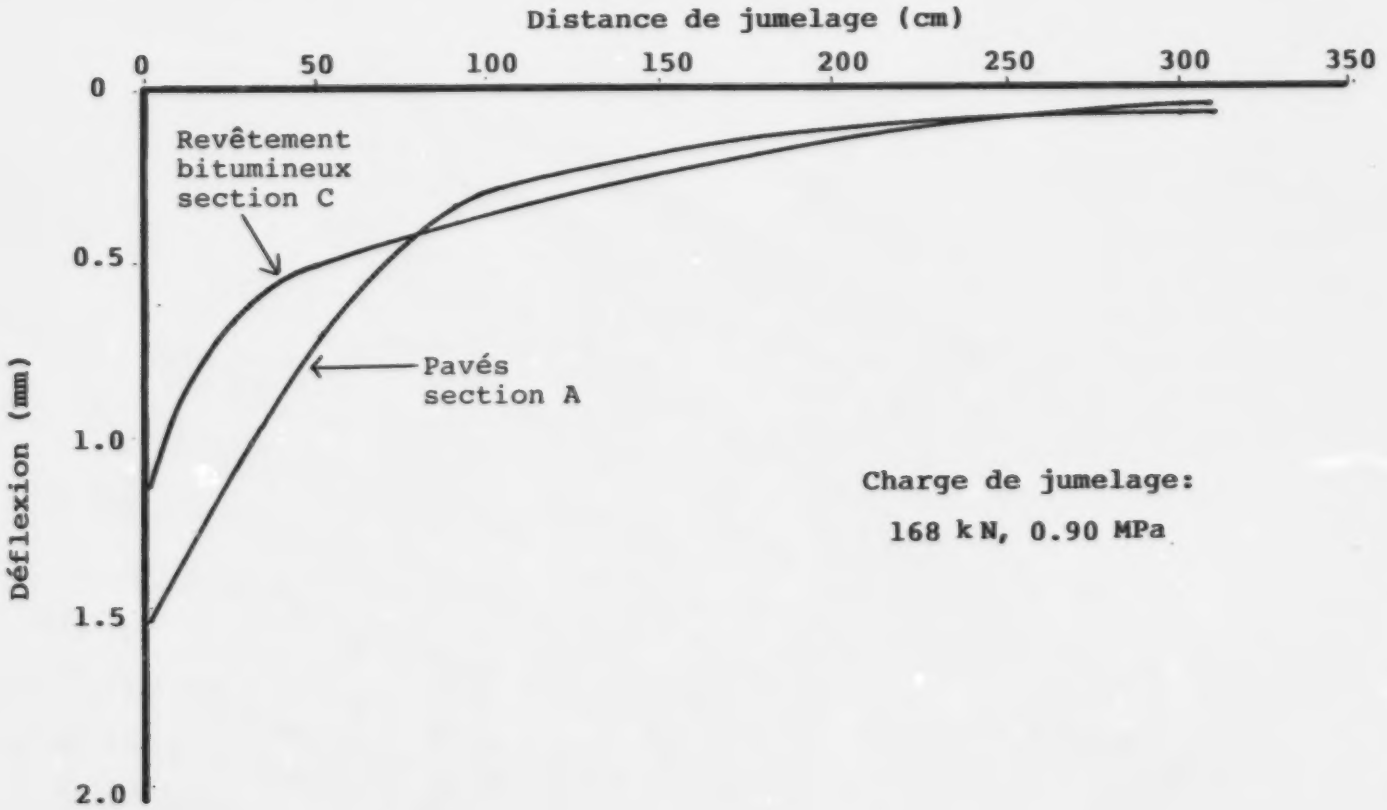
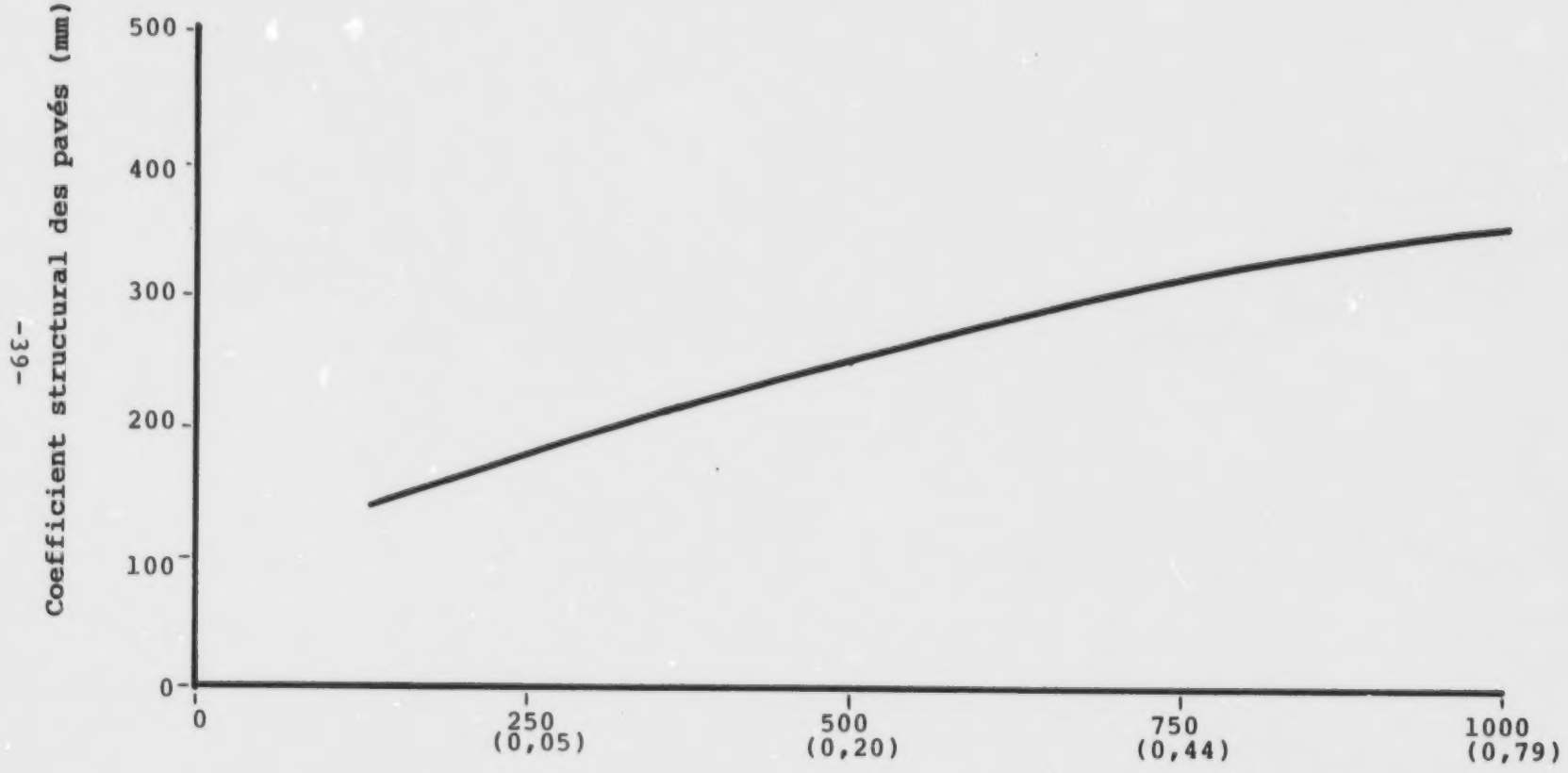


Figure 9: Influence de la surface chargée sur le coefficient structural des pavés (Rollings 1984).

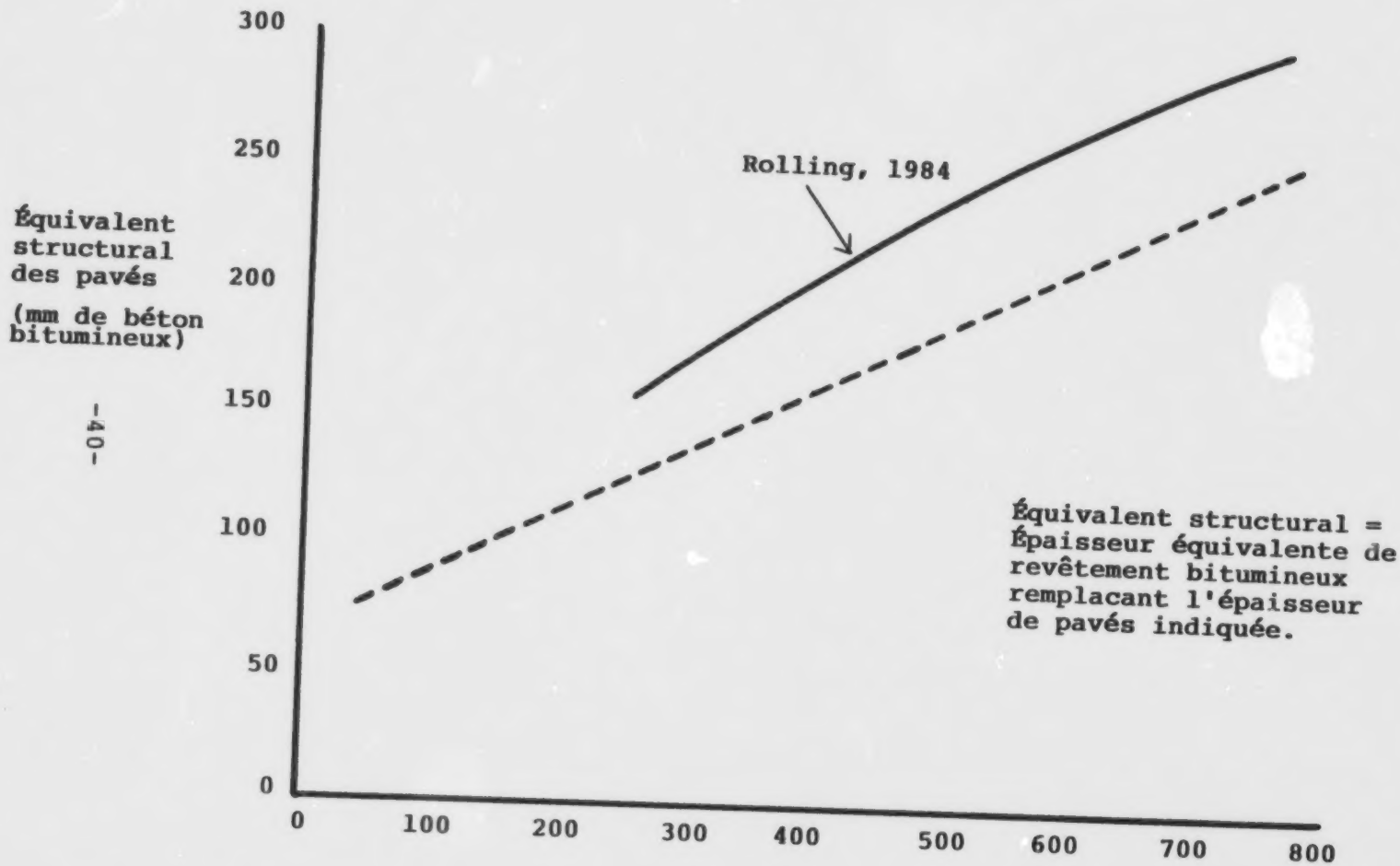


Port de Montréal

Terminal Racine

Figure 10.

Équivalent structural des pavés sur base souple.



5. ANALYSE DES DÉGRADATIONS, PRINTEMPS 1987

5.1 État de la surface

Un relevé visuel de la surface a été effectué en avril 1987. Le pourcentage de pavés brisés ou détruits a été calculé par sections. Les causes probables des problèmes notés ont aussi été évaluées.

5.1.1 Terminal Racine (voir figure 11)

1) Sections de pavés sur base granulaire (sections A et B).

Sur la base de sous-section de 50 m^2 environ, le pourcentage de blocs affectés varie entre 4% et 15%. Les problèmes les plus communs sont:

- Les bris locaux de pavés et la détérioration de la surface des pavés sous les chocs répétés des pattes de conteneurs (charge de 4MPa). Maximum de 15% des blocs affectés.

- Les bris reliés surtout à la qualité du pavé, alors qu'on observe l'éclatement superficiel d'une partie du pavé, principalement vers l'aval du trafic.

Dans la partie centrale de la section, le pourcentage de pavés affectés varie entre 4 et 6%, mais dans la section plus près des zones de chargement de conteneurs, ce pourcentage atteint 12 à 15% des pavés.

On note enfin sur quelques blocs dans un arrangement local, une détérioration superficielle de la surface des pavés (quelques mm) alors que les granulats sont devenus apparents.

2) Sections de pavés sur base rigide (sections D et E).

Les mêmes problèmes sont notés, mais leur ampleur est en général moins sévère. Ainsi, l'arrachement de coins de pavés est un problème moins sérieux, alors que le pourcentage de pavés affectés ne dépasse pas 4%. Les bris de pavés sous les chocs des pattes des conteneurs sont plus nombreux, atteignant 20% des blocs dans la zone de manipulation la plus active.

Le dommage global de la section établi sur une base pondéré est environ 30% inférieur à celui de la section sur base granulaire.

3) Sections revêtues de béton bitumineux.

Les principales dégradations observées sont reliées aux chocs dynamiques associés aux bordures dénivelées de béton séparant les sections (la section C est située entre les sections A-B et D-E). Fissuration concentrique aux bordures en début (vers D-E) et à la fin (vers A-B) de la section, sur une largeur d'environ 2 m (i.e. couvrant 12% de la section environ).

De plus, au centre de la section, un réseau de fissures multiples, occupant une bande de 3 à 4 mètres de largeur (10% de la surface) est associé à un affaissement local (2-10 mm) au-dessus d'une tranchée de service (réseau électrique et de drainage).

Enfin, sous le tracé du passage répété des grues portiques, on note un orniérage important, bien que le revêtement ne soit pas fissuré.

On note enfin des traces de marquage et d'arrachement superficielles reliées au poinçonnement des pattes de conteneurs dans le revêtement.

5.1.2 Terminal Task (voir figure 12)

La majeure partie des blocs sont endommagés en surface sur une profondeur variant de 10 à 20 mm. On observe surtout:

1) Un bris en flexion avec fissuration centrale du pavé, alors que les joints adjacents deviennent en continu dans le pavé brisé.

2) La détérioration ultérieure de la zone fissurée, autour de la fissure et l'arrachement progressif de la partie supérieure du pavé.

Les bords de pavés sont normalement peu détériorés. On note surtout le broyage local du matériau près des fissures centrales et une ouverture ultérieure en V au dessus de la fissure.

Les efforts de cisaillement et de flexion sont surtout en cause dans la détérioration observée sur cette chaussée circulée surtout par une grue sur chenilles.

L'utilisation de pavés plus épais (120 mm) serait peut être la solution, en raison de leur meilleure résistance aux efforts de renversement ou de flexion ($\propto h$). Ce type de pavés à d'ailleurs été utilisé dans le port d'Amsterdam (Van Leeuwen, 1980).

5.1.3 Analyse de la qualité des pavés utilisés

Une étude de la qualité des pavés fût effectuée suite à l'examen des pavés et à leur détérioration car les problèmes observés pouvaient être le résultat d'une mauvaise qualité des pavés eux-mêmes.

En effet, dans la section A-B, on note de nombreux bris de pavés en coin, selon un patron réparti au hasard, avec expulsion d'une partie du pavé. Nos observations faites en mai 1987 ont permis de trouver différents pavés en stage de détérioration. On notait ainsi:

- la présence d'efflorescence (ou de sels déglaçants) près d'une fissure fermée développée près d'un coin du pavé;
- l'arrachement mineur des parties près de la fissure, en particulier la partie dans le sens aval du trafic;
- l'arrachement ultérieur du coin du bloc complet, sur 25 à 35 mm d'épaisseur.

Les blocs affectés étaient cependant bien liés aux blocs voisins sans autre détérioration structurale.

Dans les sections soumises aux chocs des conteneurs, la surface des pavés était localement très dégradée et réduite en sable.

Enfin, dans la section au terminal Task, la plupart des pavés étaient brisés en deux et partiellement détruits, bien que dans l'ensemble, les joints entre les pavés étaient encore excellents et l'intégrité structurale de la section aucunement affectée par ces détériorations.

Des carottes de pavés intacts et de pavés brisés furent prélevés et les essais suivants effectués (voir figures 13 et 14):

- absorption;
- densité relative;
- résistance en compression.

Les résultats de ces essais comparatifs sont présentés au tableau 9.

Malgré le petit nombre d'essais (respectivement 6 échantillons représentant les "bons pavés" et 9 échantillons représentant les "mauvais pavés"), la seule relation significative (au seuil 8% = t test = 1.68026, n = 13) est celle concernant la résistance en compression des pavés; alors que les bons pavés ont une résistance moyenne de 32.8 MPa et les mauvais pavés une résistance de 26.7 MPa, avec des coefficients de variation respectifs de 22% et de 19.5%.

On note ainsi que les pavés utilisés sont de piètre résistance, si on compare les qualités mesurées avec les spécifications normales de résistance (i.e. f'c $\geq$ 45 MPa).

Par contre, les pavés satisfont les exigences habituelles pour les autres caractéristiques (e.g. absorption).

Ce résultat montre le besoin d'obtenir une résistance en compression élevée si l'on veut une performance adéquate des pavés. Cette résistance est en effet la clef de voûte pour un bon comportement en flexion, en traction et pour une bonne performance sous des efforts d'abrasion et d'érosion.

5.2 Orniérage

5.2.1 Terminal Racine

L'orniérage est particulièrement visible sous les charges de la grue portique, dans chaque section d'essai.

Le tableau 10 donne les profondeurs maximales d'ornières mesurées en avril 1987 sous le tracé des roues de la grue portique.

On observe ainsi que, même si, sous la charge Dynaflect, la section de pavés sur granulats (sections A et B) a une répartition plus faible, le comportement sous la charge réelle de la grue portique est meilleur avec un orniérage maximum de 15 mm comparativement à un orniérage maximum de 40 mm pour la section C (revêtement bitumineux sur granulat).

Cet orniérage est cependant supérieur aux recommandations pour chaussées soumises à un trafic de poids lourds industriels (maximum 5 mm).

On ne note cependant pas de dégradation particulière près et dans l'ornière du revêtement bitumineux ou des pavés sur granulats.

Normalement, une ornière de l'importance de celle mesurée (> 15 mm) indique une chaussée rupturée. Cependant, aucun indice autre que la déformation associée à l'ornière vient confirmer cette rupture apparente" de la chaussée. Cela peut s'expliquer par les plus faibles vitesses de chargement alors que la grue portique circule entre 2 et 5km/hre.

Les sections de pavés sur base rigide (sections D et E) montrent une ornière maximale de 5 mm avec une déformation associée très faible.

5.2.2 Terminal Task

Malgré un affaissemnt important de la section près de la bordure côté ville (près de la voie ferrée), alors que l'affaissement atteint 100 mm et permet, lors des pluies, l'accumulation d'eau sur les 10% de la surface de la section adjacente à la déformation; on ne note pas d'orniérage visible sur cette section.

5.2.3 Autres déformations

Dans tous les cas, les zones de déformation sont associées à des conditions limites (i.e. en bordure des sections) favorisant les effets d'impact sur les chaussées. On note ainsi:

- les affaissements près des bordures (surtout du côté ville), sections A/B et D/E);
- l'affaissemnt (20 mm) de la chaussée de pavés de granulats près de la bordure du contact A-C, dans la voie de circulation de la grue portique;
- les affaissements de la section C en relation avec les bordures des sections A/B et D/E;
- un affaissement majeur (10 cm) près de la bordure côté ville de la section d'essai au terminal Task.

Malgré ces déformations qui entraînent des problèmes locaux de drainage, le patron de drainage initial s'est conservé sur toutes les sections d'essais.

TABLEAU 9

Caractéristiques comparées des résultats d'essais sur les bons pavés et les mauvais pavés.

	Bon:	Mauvais:	Signif.(1)
Absorption:	2.705 (2)	2.842	n.S.
%:	0.5732	0.3665	
Densité:	2.372	2.363	n.S.
g/cm^3:	0.0343	0.0212	
Résistance à la compression:	32.483	26.677	Sign.
MPa:	7.243	5.207	8%

Notes:

(1): Nombre d'échantillons: 15.
Degrés de libertés: 13.
Signification selon test de student (t test).
n.S.: Non significatif.
Sign.: Significatif au seuil indiqué.

(2): Moyenne/écart-type.

TABLEAU 10

ORNIÉRAGE MAXIMUM AU 23-4-87 (1) (min).

Section:	Côté Notre-Dame:	Côté quai:
A	20	-
B	-	20
D	0	-
E	-	0
C	25	70

Notes: (1): Sous le trajet de la grue portique.

A et B: Pavés sur une base granulaire.

D et E: Pavés sur une base rigide.

C: Béton bitumineux sur base granulaire.

Port de Montréal

Terminal Racine

Figure 11.

État de la surface (20-4-87), Pourcentage des blocs endommagés, section d'essai Terminal Racine.

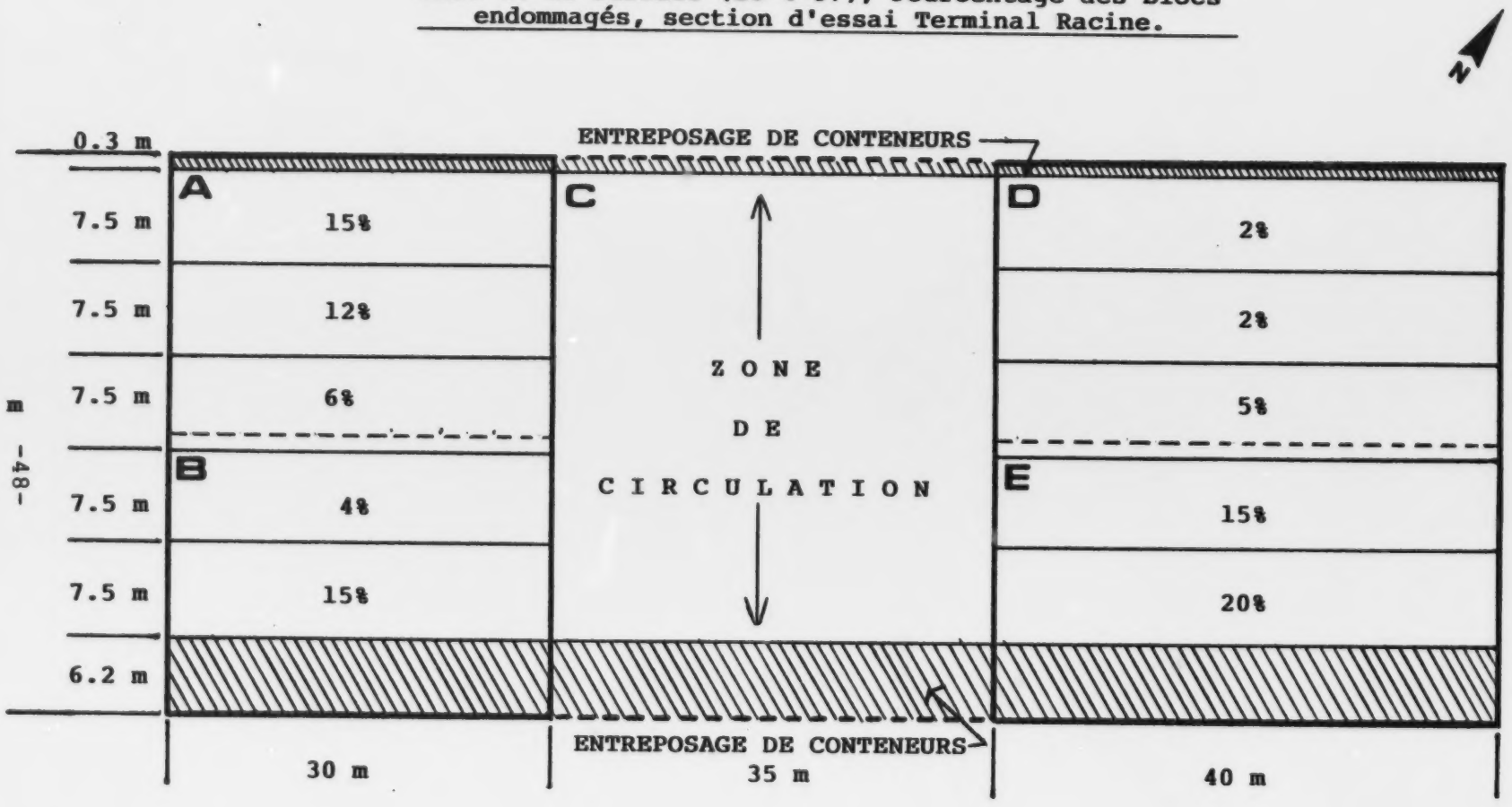
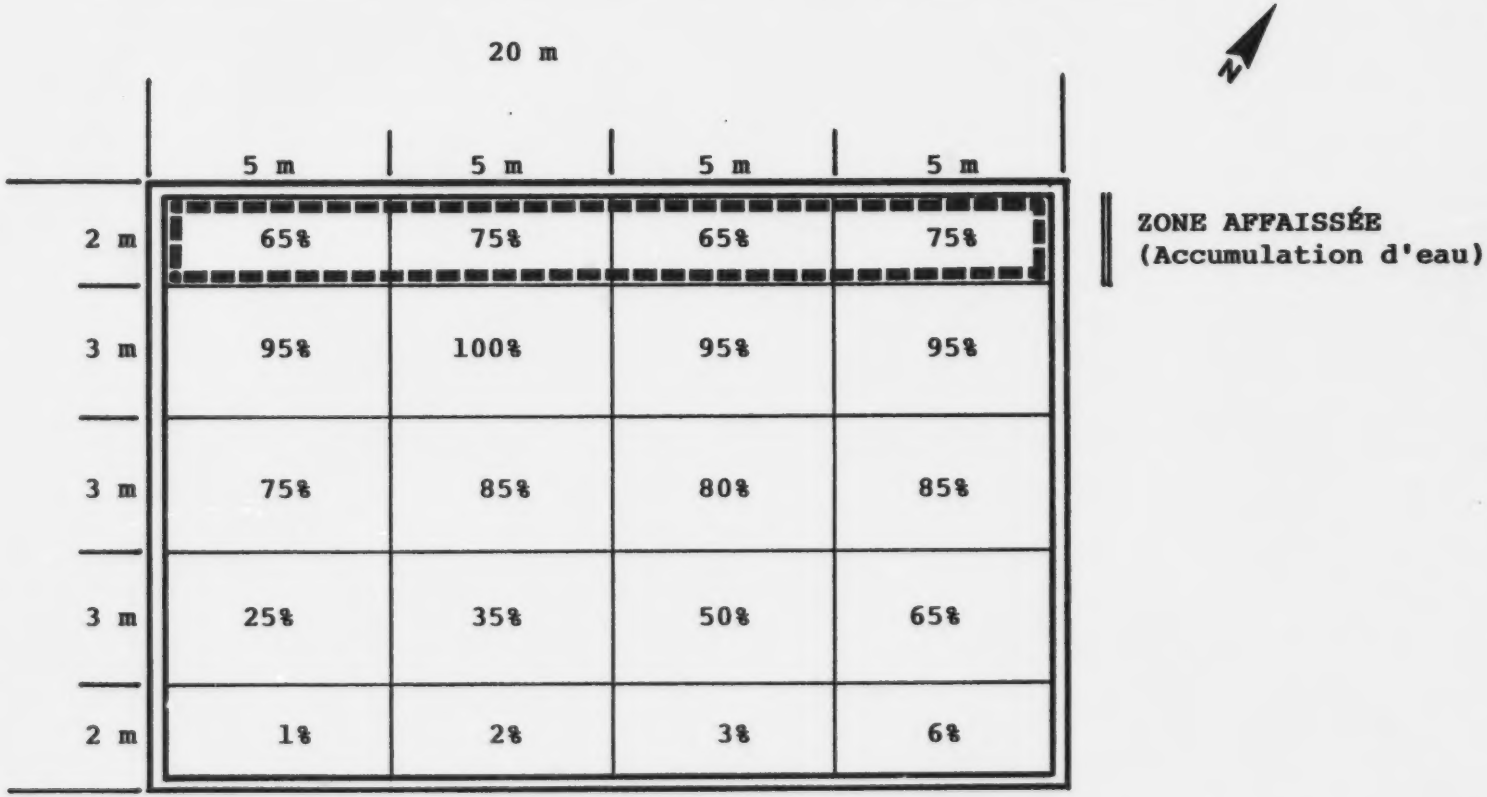


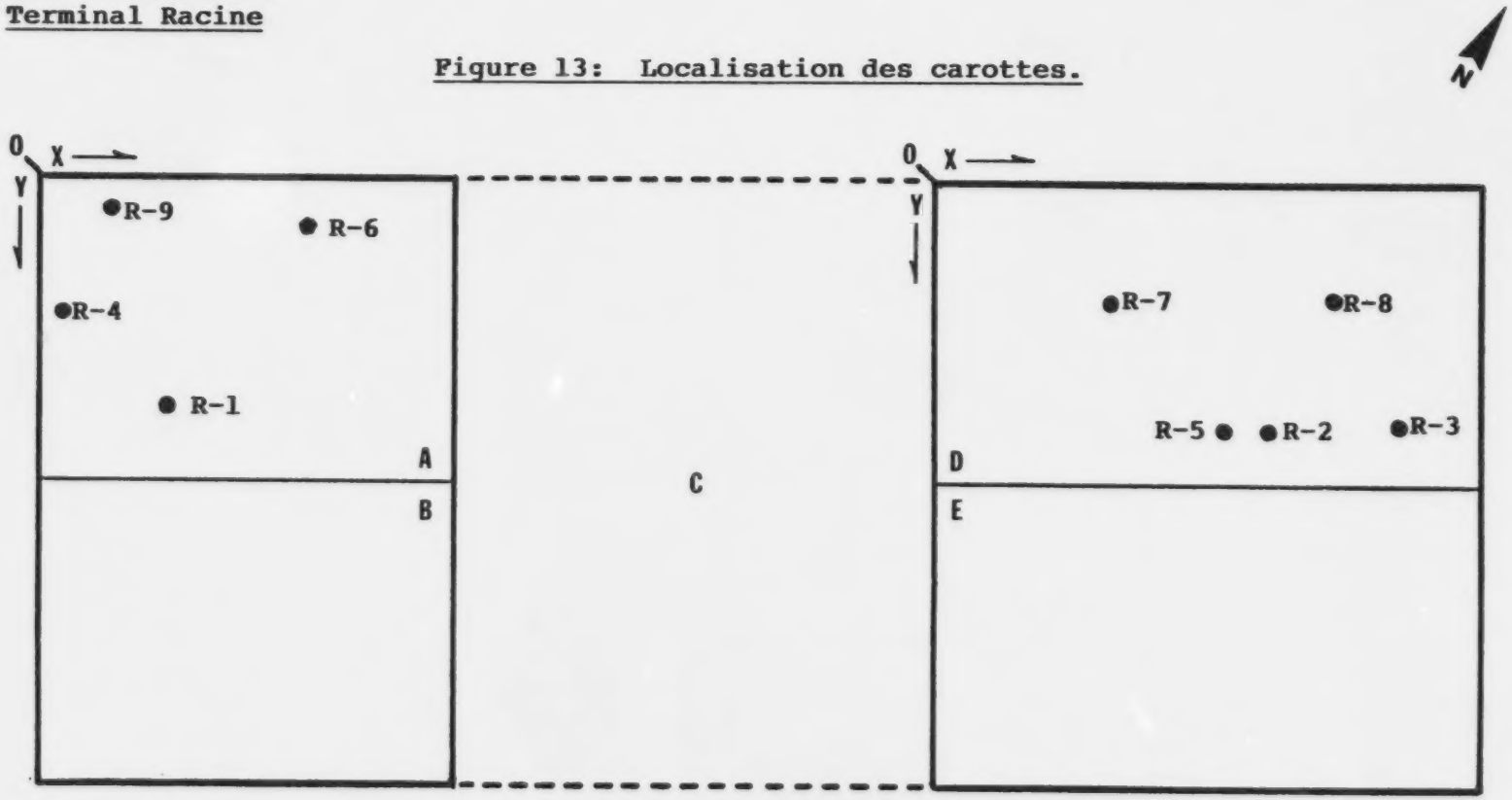
FIGURE 12.

État de la surface (20-4-87), pourcentage de blocs endommagés, Section d'essai terminal Task.



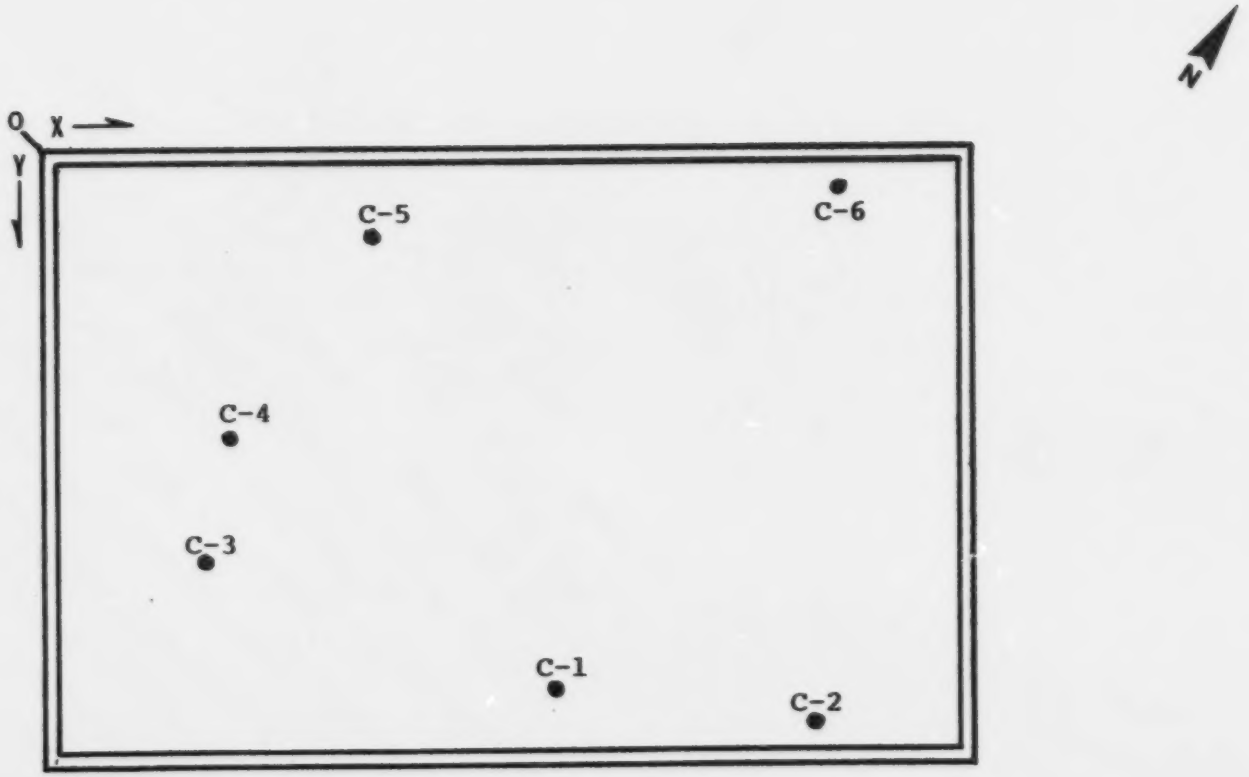
Port de Montréal
Terminal Racine

Figure 13: Localisation des carottes.



		x	y
PAVÉS SAINS:	R-1:	9.0 m	16.5 m
	R-2:	24.4 m	16.8 m
	R-3:	34.2 m	17.9 m
PAVÉS ÉCAILLÉS:	R-4:	0.7 m	10.1 m
	R-5:	21.3 m	16.8 m
	R-6:	19.8 m	3.5 m
PAVÉS FISSURÉS:	R-7:	12.9 m	9.3 m
	R-8:	29.5 m	8.0 m
	R-9:	5.0 m	2.3 m

Figure 14, Localisation des carottes.



C-1:	10.7 m	11.8 m	PAVÉS SAINS
C-2:	16.4 m	12.6 m	
C-3:	3.3 m	8.9 m	
C-4:	3.7 m	6.3 m	PAVÉS ÉCAILLÉS
C-5:	10.6 m	2.0 m	
C-6:	17.3 m	0.6 m	

6. COMPORTEMENT ENVIRONNEMENTAL

Nous ne pouvons que résumer ci-dessous les constatations exprimées dans notre rapport de juin 1984.

1) Par rapport à la pénétration du gel (voir tableau 11), les chaussées de pavés se comportent comme des chaussées rigides.

- les températures atteintes en surface sont de 3 à 5°C inférieures à celles d'une chaussée souple;
- la pénétration du gel est de 10 à 15% supérieure à la chaussée souple pour la chaussée de pavés sur base granulaire et de 20 à 30% supérieure pour la chaussée de pavés à base rigide (ciment-pack).

Cela s'explique aisément par la différence des caractéristiques thermiques (conductivité thermique, albédo, coefficient de transfert de chaleur de surface) entre le béton bitumineux et le béton de ciment.

De même, la plus grande pénétration de gel sous la chaussée à base rigide peut être expliquée par la faible résistance thermique du pavé/base rigide (chaleur latente très faible) par rapport à celle du combiné pavé/base granulaire (chaleur latente plus élevée).

La différence de température hivernale entre les pavés et le revêtement de béton bitumineux peut être importante en cas de verglas alors que la chaussée la plus froide (pavés) glacera plus rapidement et nécessitera de ce fait un plus grande attention.

2) Par rapport aux variations des conditions d'humidité, les chaussées de pavés sur base granulaire ne font pas effet membrane et il y a respiration possible de la couche supérieure du granulat.

Cela explique partiellement l'effet relatif du poinçonnement noté sous le chargement Dynaflect alors que les indices structuraux (longueur de rigidité relative, rapport E1/E2 et indice d'étalement SI) indiquent une faiblesse de surface et un poinçonnement relatif de la charge.

Lorsque sèche, la surface permet le séchage de la couche de granulat et une augmentation appréciable de la portance de la chaussée. Lorsqu'il y a des précipitations fines, une partie de l'eau peut pénétrer dans la structure, saturer le granulat en place et faciliter les effets de poinçonnement sous le pavé.

Les variations saisonnières de modules du sol reflètent cette "respiration de la structure". Cet effet explique aussi l'anomalie notée alors que les modules du sol sont plus élevés lors des mesures effectuées au printemps et plus faibles lors des mesures effectuées en automne, celles-ci ayant été faites après une période de précipitation fine.

Cet effet n'est pas remarqué sous la chaussée sur base rigide, bien que les détériorations notées aux indices structuraux depuis 1984 puissent refléter une fissuration de la couche traitée et une détérioration relative de la capacité portante de la couche de base granulaire.

Enfin, la chaussée revêtue de béton bitumineux montre un effet relatif de type "membrane", malgré des variations locales reliées à la dégradation de la surface (fissurations près des bordures confinant les sections A-B, D-E et au centre de la section, sur une tranchée de service). La chaussée répartit bien les contraintes et l'effet de poinçonnement sous la charge Dynaflect est inexistant.

Les variations du module du sol (maximum au printemps et minimum en automne) sont cependant importantes. Dans ce cas particulier, elles pourraient être expliquées par les variations d'humidité en profondeur, dans la zone d'influence du chargement.

7. CONCLUSIONS

L'analyse des observations faites entre 1982 et 1987 sur les sections expérimentales construites au Port de Montréal sous des chargements divers reliés à la manipulation de conteneurs amène les conclusions suivantes:

Comportement structural

7.1
Sous chargement Dynaflect, la chaussée sur une base rigide se comporte comme une chaussée rigide avec de meilleurs indices structuraux. Cependant, depuis 1986, on note une baisse significative de certains indices (indice d'étalement, longueur de rigidité relative) indiquant une détérioration structurale de la section qui ne reflète pas les relevés de dégradations effectués en 1987.

7.2
Sous chargement Dynaflect, la chaussée de pavés sur base granulaire (sections A et B) se comporte comme une chaussée souple avec un poinçonnement relatif de la charge en surface du pavage. Ces sections donnent de faibles indices structuraux et le comportement structural est inférieur à celui de la chaussée souple (témoin).

Par ailleurs, on ne note aucune évolution significative des indices entre 1982 et 1987. Cependant, sous chargement réel, la section de pavés sur base granulaire a un meilleur indice de répartition des charges que la section témoin revêtue de béton bitumineux.

Cela est explicable par l'influence de la dimension de la surface chargée sur le pouvoir de répartition de la chaussée et les conclusions trouvées viennent confirmer les observations données par Rollings (1984) du U.S. Corps of Engineers.

7.3
Les indices structuraux indiquent la meilleure performance des trois types de chaussée lorsque les mesures sont faites au printemps. Les rapports printemps/automne sont respectivement de:

1.4 à 1.6: pour la chaussée de pavés sur base granulaire;

1.2 a 1.4: pour la chaussée de pavés sur base rigide;

1.1 à 1.3: pour la chaussée témoin (béton bitumineux sur base granulaire).

TABLEAU 11.

PÉNÉTRATION DU GEL (cm).

Section:	1981/1982:	1982/1983:
A	160	135
D	185	160
C	150	170

Notes: A: Pavés 100 mm sur base granulaire.
D: Pavés 80 mm sur base rigide.
C: Revêtement 160 mm sur base granulaire.

Indice de gel de l'air: 1981/1982: 997°C/jour.
1982/1983: 571°C/jour.

Cette performance semble reliée au drainage car elle est influencée par des changements saisonniers significatifs dans le module du sol, mesuré à 1 m de profondeur.

7.4
La section de pavés sur base granulaire est très sensible aux problèmes de drainage. Ceux-ci sont reliés aux déformations causé par une mauvaise conception du drainage interne des sections.

La section de pavés sur base rigide est moins sensible aux problèmes de drainage. Sa bonne performance est cependant affectée par un coefficient de variation élevé.

7.5
Sous les charges concentrées et répétées des grues portiques, la section de pavés sur base rigide offre le meilleur comportement et la section de pavés sur base granulaire à un meilleur comportement que la section revêtue de béton bitumineux. Les profondeurs d'ornières maximales mesurées après 5 ans de service sont de:

-5 mm:	pavés/base rigide;
-20 mm:	pavés/base granulaire;
-75 mm:	béton bitumineux/base granulaire.

L'importance relative de l'orniérage n'affecte pas le comportement d'ensemble des sections. Il favorise cependant les accumulations d'eau néfastes aux sections de pavés sur base granulaire.

Qualité des pavés

7.6
Les observations faites sur l'état de la surface montrent que les dommages causés aux blocs par les effets d'impact des pattes des conteneurs et les effets de la circulation sur chenille (terminal Task) avaient une relation probable avec la qualité des pavés utilisés.

Des essais qualitatifs comparatifs montrent qu'une résistance minimale de 30 MPa est nécessaire et que les pavés utilisés de résistance inférieure avaient un mauvais comportement. La qualité des pavés est primordiale et nous croyons qu'une résistance minimale absolue supérieure à 40 MPa devrait être spécifiée pour des chaussées très sollicitées.

Les essais ont aussi montré que les pavés utilisés avaient une résistance moyenne inférieure aux spécifications (32 MPa vs 50 MPa).

On doit souligner que depuis la construction des sections d'essais (1982), les manufacturiers de pavés ont considérablement augmenté le contrôle de la qualité de leur production et que des normes canadiennes et québécoises sont venues préciser les exigences minimales pour les conditions canadiennes.

Épaisseur des pavés

7.7
Le comportement structural des pavés de 80 ou de 100 mm, soit tous les chargement Dynaflect, soit sous les charges réelles, n'est pas significativement différent.

Cependant, sous des chargements de véhicules à chenilles (terminal Task), les problèmes notés (bris des pavés) sont reliés à des efforts de flexion ou de renversement que des pavés d'épaisseur supérieure permettraient de minimiser (l'effet noté est aussi relié à la faible qualité des pavés utilisés, voir section 6.0). L'utilisation de pavés plus épais (120 mm) a par ailleurs été reconnue comme solution palliative en Europe (Conference on Paving Stone 1983, 1983).

Drainage

7.8
Les résultats d'essais favorisent l'utilisation de base rigide car les sections construites sur base rigide sont moins sensibles aux effets reliés à l'absence de drainage.

Cependant, à moins que les sols ne soient traités pour éviter les consolidations à long terme, ces bases rigides pourraient mal supporter les tassements différentiels à long terme et, après quelques années, devenir fissurées et ne plus remplir leurs fonctions (i.e. baisse des indices structuraux sous la section D/E depuis 1986).

Plusieurs problèmes de drainage sont associés aux conditions limites présentes dans des sections aux surfaces forcément limitées. Par exemple, l'affaissement des bords des sections dû aux charges dynamiques résultant du passage des véhicules sur les bordures (sections A, B et terminal Task) et de l'accumulation d'eau dans les sections affaissées. Ces effets seraient moindres sur des sections de grande surface.

Cependant, le bon drainage des sections de pavés sur base granulaire est essentiel car les matériaux granulaires normalement utilisés en couche de base sont excessivement sensibles à l'eau et perdent 100% de leur portance lorsque saturés.

Un effort spécial de recherches devrait être fait dans ce sens, car sous certaines conditions (tassement à long terme du sol porteur), l'utilisation d'une base granulaire plus souple demeure avantageuse.

Environnement

7.9
Sous une même exposition, les sections revêtues de pavés sont plus froides que les sections revêtues de béton bitumineux et la pénétration du gel y est plus importante. Cet effet est à considérer lors des pluies verglaçantes alors que les sections de pavés glaceront plus rapidement et nécessiteront un entretien préventif spécial.

En cas de nappe phréatique élevée et de sols particulièrement gélifs, des précautions devront aussi être prises pour éviter la formation de lentilles de glace sous les zones pavées.

8. LEXIQUE

DR: Densité relative du matériau, reliant la densité actuelle à la densité minimale (DR = 0) et à la densité maximale (DR = 100).

Wopt: Teneur en eau optimale du matériau non lié.

Hgel: Profondeur de pénétration du gel, normalement prise comme la plus grande profondeur en 20 ans (probabilité de dépassement de 5%).

CBR: Indice de portance californien, comparant la portance d'un matériau à celle d'un gravier concassé de bonne qualité (CBR = 100%) lors d'un essai normalisé.

PAWL: "Port Area Wheel Load". Charge de référence pour les chaussées portuaires (Knapton & Barber, 1980). Charge de 12 t sous une pression de 0.7 MPa. Pour une charge quelconque (Q, p), on utilise la relation de transformation suivante:

$$PAWL = \left(\frac{Q}{12}\right)^{3.75} \left(\frac{p}{0.7}\right)^{1.25}$$

9. BIBLIOGRAPHIE

1. AASHTO, "Guide to Structural Design of Pavements", 1986.

2. ASPHALT INSTITUTE, "Manual for Structural Design of Asphalt Pavements", 1981.

3. CRCAC INC., "Evaluation et conception des chaussées en pavés pour terminaux marins", Juin 1984.

4. ISHAI I. & LIVNEH M., "Interlocking Concrete Block Pavement for Heavy Abrasive Caterpillar Loading", 2nd International Conference on Concrete Block Paving, Proc. 1984, pp. 183-190.

5. KELLERSMAN G.H., VAN DER KLOOSTER J., BOSCH G.R., BEUVING E., MOLENAAR A.A.A., & MOLL H.O., "Design Methods for Concrete Block Pavements", 1984.

6. KEYSER J.H. & McCOMB L.A., "Design, Construction and Performance of Test Pavements at the Port of Montreal", 1984.

7. KNAPTON J., "Concrete Block Pavement Design in the U.K.", 2nd International Conference on Concrete Block Paving, Proc., 1984.

8. KNAPTON J. & BARBER S.D., "Terminal Surfacing - Higher Loads to Support", Cargo Systems, janvier 1980, pp. 70-74.

9. KNAPTON J. & BARBER S.D., "The Behavior of a Concrete Block Pavement", Porc. Institute Civil Engineering, 1979, # 66, pp. 277-292.

10. MARCHAND J.P. & MESNIL A.M., "Voiries pour charges exceptionnelles", Bulletin Liaison LC PC # 131, mai-juin 1984, pp. 87-94.

11. MÉNARD, "La consolidation dynamique", Annales des Travaux Publics et des Bâtiments", 1965.

12. PCA, "Thickness Design on Soil-Cement Pavements for Heavy Industrial Use", 1981 (first printing 1975).

13. CANADIAN PCA & ONTARIO INTERLOCKING CONCRETE PAVER ASSOCIATION, "Paving Stone", Proceedings of a Joint Meeting in Toronto, mai 1983.

14. ROLLINS R.S., "Corps of Engineers Design Methods for Concrete Block Pavements", 2nd International Conference on Concrete Block Paving, 1984, Proc. pp. 147-151.

15. SHAKEL B., "Evaluation, Design and Application of Concrete Bloc Pavements", Proc. Municipal Engineers Conference, Toronto, octobre 1986.

16. SHAKEL B., "The Analysis and Design of Concrete Block Paving Subject to Road Traffic and Heavy Industrial Loading", 2nd International Conference on Concrete Block Paving, 1984, Proc. pp. 139-146.

17. SHAKEL B., "The Design of Interlocking Concrete Block Pavements for Road Traffic", 1st International Conference on Concrete Block Paving, Proc., 1980.

18. SHARPS K.G. & SIMMONS M.J., "Interlocking Concrete Blocks", State of the art Review, Australian Research Board Proc., 1980, vol. 10, pp. 205-218.

19. SHELL, "Asphalt Pavement Design Manual", 1977.

20. VAN LEEUVEN H., "Use of Block Paving in European Ports", Proc. 1st International Conference on Block Pavings, 1980, pp. 1-5.

21. VASHVANI N.C., "Discussions", pp. 12-14, H.R.B. Record 345, 1971.

22. 1st International Conference on Concrete Block Paving, New Castle, England, 1980.

23. 2nd International Conference on Concrete Block Paving, Delft, The Netheerland, avril 1984.

ANNEXE A:

Caractéristiques des sections d'essais

ANNEXE A

Caractéristiques des sections d'essais.

1. Coupes types.

1.1 Sections de pavés sur base granulaire.

A: 100/30/200/780.
B: 80/30/220/780.
Task: 80/30/300/ancienne chaussée.

1.2 Sections de pavés sur base rigide.

D: 80/30/380/510.
E: 100/30/360/510.

1.3 Section témoin revêtue de béton bitumineux.

C: 160/170/780.

On donne successivement:

a) Pour les sections de pavés A-B:

-épaisseur du pavé
-épaisseur du sable de fixation
-épaisseur de la couche de base en granulats 0-20
-épaisseur de la couche de fondation en granulats 0-60.

b) Pour la section témoin C:

-épaisseur du revêtement bitumineux
-épaisseur de la couche de base en granulats 0-20
-épaisseur de la couche de fondation en granulats 0-60.

c) Pour la section de pavés D-E:

-épaisseur du pavé
-épaissuer du sable de fixation
-épaisseur de la base en béton-pack
-épaisseur de la fondation en granulats 0-63 mm.

ANNEXE A (SUITE).

2. Caractéristiques des matériaux.

2.1 Pavés:

Type pavé uni (Montco Inc) posés en Herringbone.

2.2 Sable de fixation:

Sable uniforme:	0-5 mm granitique
< 80 µ:	0
CBR 4 jours min.:	20% à 100% PM

2.3 Couche de base granulaire:

Granulat:	0 - 20 mm calcaire.
< 80 µ %:	7.1 / 2.2
CBR 4 jours min.:	47% à 98% PM
Compacité min.:	97%

2.4 Couche de fondation granulaire:

Granulat:	0 - 75 mm calcaire.
< 80 µ %:	5.5 / 3.3
CBR 4 jours min.:	n.a.
Compacité min.:	95%

2.5 Sol de fondation:

Type sable fin, un peu de silt SM.

< 80 µ:	13 - 15%
CBR 4 jours min.:	1.8% à 92% PM
Compacité min.:	90% PM

2.6 Béton pack (base des sections D et E).

Eau/ciment:	0.34
f'_c (28 jours):	38.4 (C.V. = 11%)
Teneur en eau:	4.9%
Compactage:	98.9%

ANNEXE A (SUITE).

2.7 Béton bitumineux (section C):

	Fondation:	Liaison:	Usure:
Teneur en bitume:	4	4.95	5
Vides %:	5	3.10	3.7
VMA:	14.8	15.3	15.5
Stabilité KN:	11.4	11.5	9.2
Fluage (mm):	3.5	3.3	2.5
Epaisseur:	52	79	48
Degré de compactage:	91.7	92.2	92.7
Portance théorique Mpa:	0.88	0.96	102.9

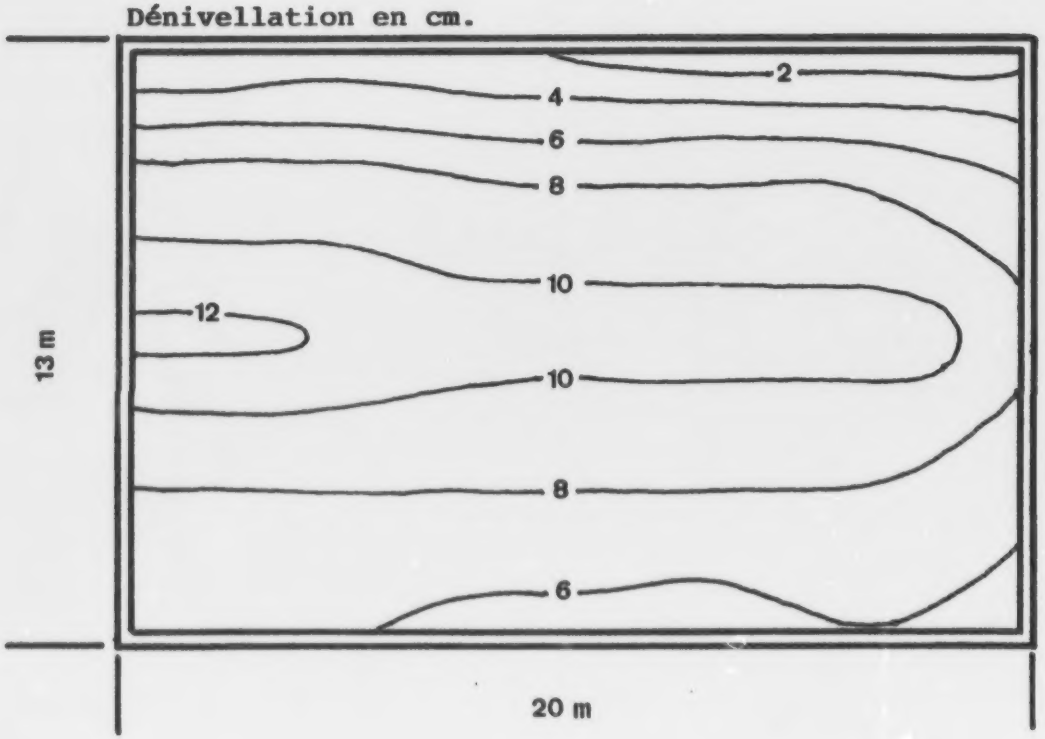
ANNEXE B:

Relevés de niveau

Port de Montréal

Terminal Task

ANNEXE 2: RELEVÉS DE NIVEAU.

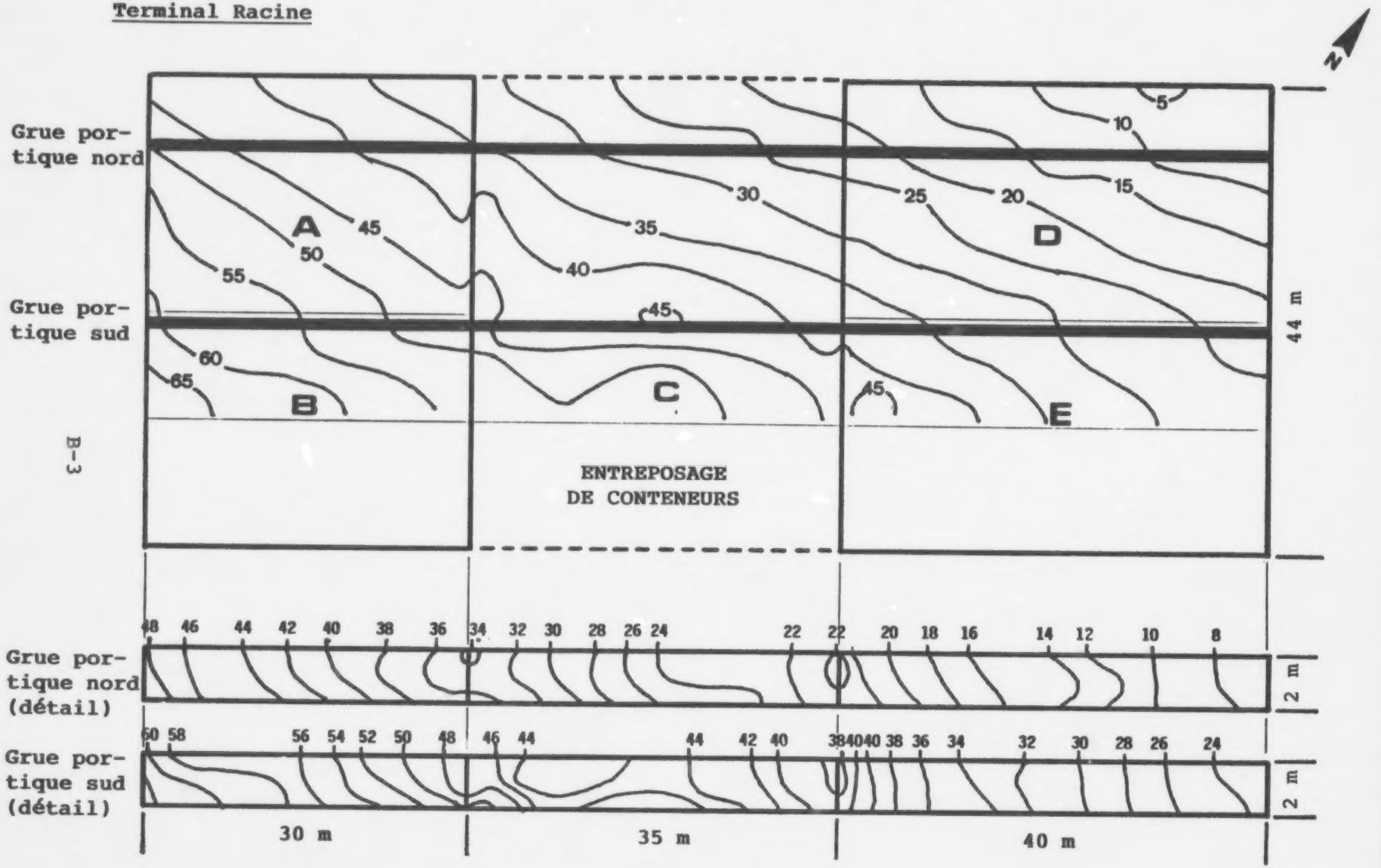


Relevé le 15-4-87.

Port de Montréal

Terminal Racine

ANNEXE 2: RELEVÉS DE NIVEAU.



Élévations en cm.

ANNEXE C:

Résultats des essais de densité/absorption

PROJET: Port de Montréal

DATE: _____ SÉRIE NO.: Cast

Température eau: 20°C PAR: Luc Bertrand, Technicien

D E N S I T É / A B S O R P T I O N

Échantillon:	Poids sec/air	Poids air/sss	Poids eau	Absorption	Densité	Abso. moy.	Densité moyenne
C-1	1058.7	1084.0	645.8	2.39	2.42		
C-2	1059.5	1083.8	641.3	2.29	2.39	2.28	2.40
C-3	1051.3	1073.9	634.6	2.15	2.39		
C-4	1067.2	1092.5	646.8	2.37	2.39		
C-5	1038.7	1069.9	632.8	3.00	2.38	2.87	2.38
C-6	1016.0	1048.8	618.7	3.23	2.36		
MOYENNE:							

Remarques: C-1: Vides en surface

C-5: Fissurée

C-6: Fissurée

PROJET: Port de Montréal

DATE: _____ SÉRIE NO.: Racine

Température eau: 20°C PAR: Luc Bertrand, Technicien

D E N S I T É / A B S O R P T I O N

Échantillon:	Poids sec/air	Poids air/sss	Poids eau	Absorption	Densité	Abso. moy.	Densité moyenne
R-1	1034.1	1060.6	622.3	2.56	2.36		
R-2	823.1	852.1	499.4	3.52	2.33	3.13	2.34
R-3	800.9	827.5	484.7	3.32	2.34		
R-4	1048.8	1075.3	637.1	2.53	2.39		
R-5	826.4	850.9	498.6	2.96	2.35	2.60	2.37
R-6	1046.3	1070.5	629.9	2.31	2.37		
R-7	798.2	825.1	481.8	3.37	2.33		
R-8	820.64	846.3	495.8	3.16	2.34	3.06	2.34
R-9	1040.1	10´7.7	626.4	2.64	2.36		
MOYENNE:							

Remarques: R-1: 100 mm R-2: 80 mm

R-3: 80 mm R-4: 100 mm

R-5: 80 mm R-6: 100 mm

R-7: 80 mm fissuré R-8: 80 mm

R-9: 100 mm

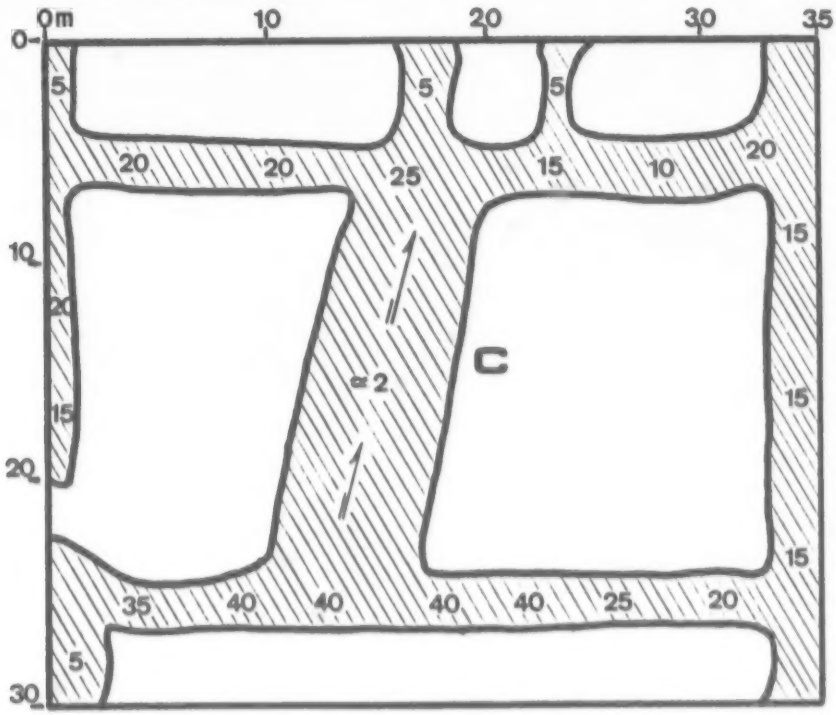
ANNEXE D:

Figures 15 et 16

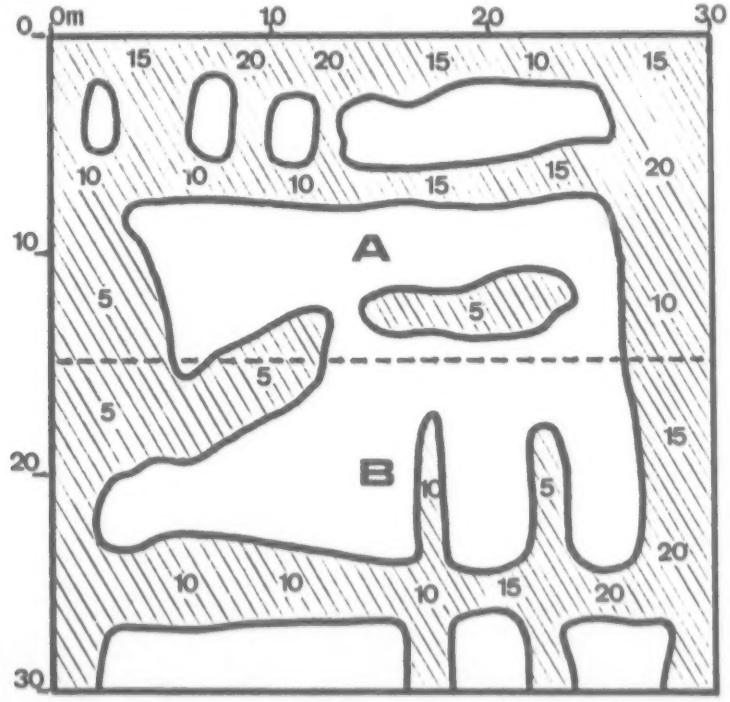
Port de Montréal, Terminal Racine.

Figure 15, Déformation et affaissement des sections d'essai mesurées lors d'une pluie.

BÉTON BITUMINEUX



PAVÉS SUR BASE GRANULAIRE.

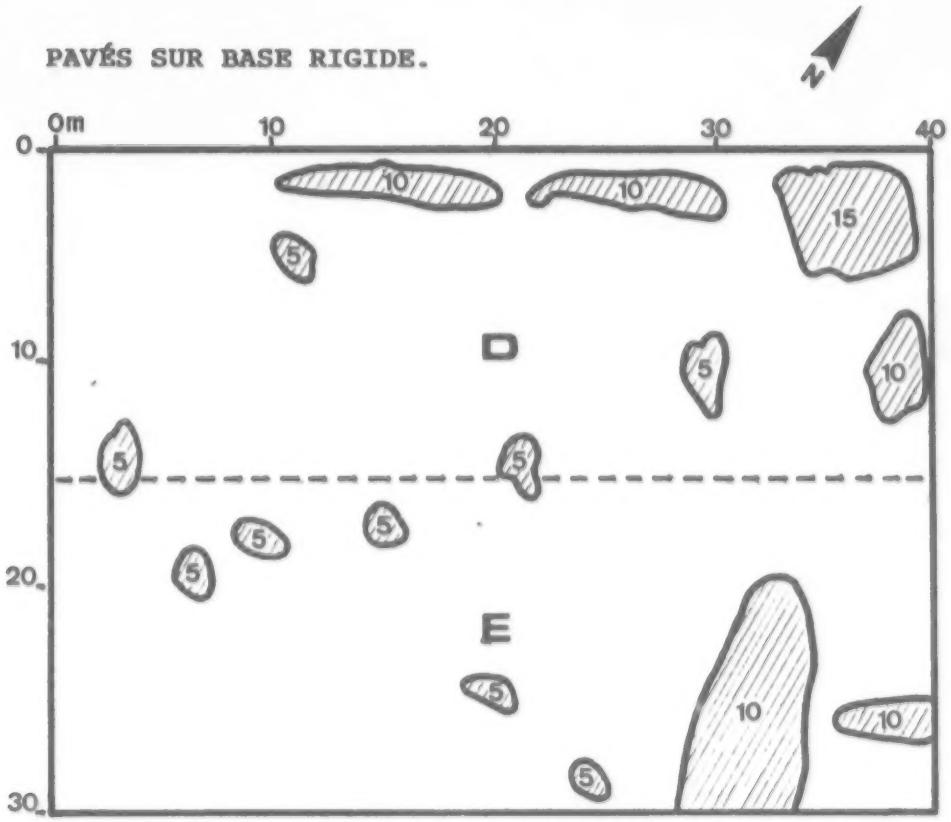


Port de Montréal

Terminal Racine

Figure 16.

Zones humides, point bas.



10 ZONE D'ACCUMULATION D'EAU ET PROFONDEUR EN mm.